



M 2018

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE SISMO- RESISTENTE DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA SEGUNDO A NTC-2017

FRANCISCO RIBEIRO CONDE

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE SISMO- RESISTENTE DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA SEGUNDO A NTC-2017

FRANCISCO RIBEIRO CONDE

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

Coorientador: Eng. António Manuel da Cunha Monteiro

FEVEREIRO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Ao meu Avô

*“Success consists of going from failure to
failure without loss of enthusiasm”*

-Benjamin Franklin

AGRADECIMENTOS

O primeiro agradecimento tem obrigatoriamente que ser dirigido ao Professor Humberto Varum pelo apoio incondicional que demonstrou nos passados 5 meses. Fico-lhe extremamente grato por toda a disponibilidade que me concedeu, especialmente nos momentos mais difíceis, onde nunca me negou uma reunião por mais ou menos disponibilidade que pudesse ter. Por isso e por todo o *know-how* transmitido, foi um prazer trabalhar diretamente consigo e, sem margem de dúvida, que foi uma experiência enriquecedora para a minha formação académica e profissional, muito para além do âmbito dos temas abordados na presente dissertação.

Todo o trabalho desenvolvido não teria sido possível sem a oportunidade e o voto de confiança que me foi atribuído pelo Eng. António Monteiro ao qual deixo aqui uma palavra de imensa gratidão. Confiou-me um projeto desafiador e motivador que me fez crescer a nível profissional, mas também, a nível pessoal e por isso mesmo agradeço-lhe tudo o que me proporcionou.

Não posso deixar de agradecer a todos os colaboradores da A400 por ter me terem recebido de braços abertos o que fez com que a minha integração tenha sido a melhor possível. Sinto que todos contribuíram um pouco para este trabalho seja de um modo mais, ou menos, direto.

A toda a BuildGest – Inspeção e Diagnóstico, mas, em especial aos Engenheiros André Azevedo e Joel Ribeiro, agradeço-vos por todos os dados que me disponibilizaram e por toda a ajuda, mas particularmente pela amizade que me demonstraram desde o primeiro minuto.

Do departamento de estruturas tenho que agradecer em particular aos Engenheiros José Lopes e Miguel Mariz por toda a paciência que tiveram comigo e todo o conhecimento transmitido. Foram demasiadas as vezes que resolveram problemas nas modelações com simples conversas de cinco minutos durante as pausas de “café”.

Sem me prolongar demasiado, ainda do departamento de estruturas, aos Engenheiros: Manuel Cardoso, Lívio Oliveira, João Bernardino, Pedro Quintas, António Gonçalves e Miguel Duarte muito obrigado pelas dicas e disponibilidade que sempre tiveram.

À minha família agradeço por todo o apoio, força e compreensão que demonstraram no decorrer desta importante fase da minha vida. Hoje sou quem sou por vossa causa e nunca me esquecerei disso. À minha mãe e ao meu irmão, agradeço em especial por terem tido a preocupação de oferecer ajuda a rever toda a escrita da tese.

A todos os meus amigos, obrigado pelos tempos de decompressão que, de fato, ajudaram muito a aliviar o stress. Nunca mudem. Ao Diogo Leocádio deixo um grande abraço por ter ajudado diretamente no desenvolvimento deste projeto, agradeço-te pela paciência e pelas tardes/noites que perdeste por minha causa.

A todos, muito obrigado.

RESUMO

A história demonstra que as implicações que decorrem pós-sismo apresentam um grande impacto na vida humana e na economia. A sociedade está cada vez mais consciente sobre o assunto e exprime preocupações acerca da sua segurança pelo que é necessário fornecer uma resposta que reduza o risco de perdas. Durante muitos anos, o dimensionamento face a ações sísmicas foi negligenciado e atualmente, existe uma grande quantidade de edifícios vulneráveis que colocam cidades inteiras sob um risco inaceitável. Tendo em consideração esse facto, as estruturas existentes apresentam a primeira ameaça a ter em conta, especialmente as estruturas em alvenaria que apresentam uma capacidade reduzida de resposta face a ações sísmicas.

A avaliação do estado corrente das estruturas é o primeiro e, de resto, essencial medida a adoptar de modo a obter conhecimento sobre as condições dos elementos estruturais primários e secundários. Inspeções meticolosas podem fornecer informações críticas que vão ditar as opções de reforço e são o elemento principal na caracterização de parâmetros e condições dos elementos estruturais. Considerando que o desempenho corrente das estruturas existentes degrada-se consoante o tempo de vida das mesmas, é crítico explorar o comportamento pós elástico dos edifícios. A análise estática não-linear, mais comumente designada por análise *Pushover*, é uma ferramenta útil que fornece resultados que têm em consideração o comportamento não linear material. O ponto de desempenho de uma estrutura face a uma determinada ação sísmica pode caracterizar a vulnerabilidade da mesma e, neste contexto, é objectivo da presente dissertação aplicar esta análise para se obter uma classificação de risco sísmico.

Numa primeira abordagem, será realizado um breve resumo das metodologias existentes que avaliam a vulnerabilidade estrutural e posteriormente será apresentada uma metodologia desenvolvida em Itália que está ainda sob investigação e melhoria, apesar de se encontrar atualmente em vigor. O objetivo final será a aplicação do método escolhido a um caso de estudo, a uma estrutura em alvenaria.

PALAVRAS-CHAVES: RISCO SÍSMICO, VULNERABILIDADE ESTRUTURAL, ALVENARIA DE PEDRA, CURVAS DE CAPACIDADE, ESPECTROS DE RESPOSTA, ANÁLISE NÃO LINEAR, PUSHOVER

ABSTRACT

History proves us that the implications that succeeds an earthquake takes a huge impact on people's lives and economy. Society is increasingly more aware of this subject expressing valid concerns regarding their safety and a clear answer must be provided to decrease the risks of loss. For too many years, the construction of buildings didn't take into consideration the seismic forces in the design phases and nowadays the amount of vulnerable structures makes entire cities under an unacceptable risk. With that in consideration, the existing structures pose the first threat to be addressed, specially masonry structures that have a reduced capacity facing seismic actions.

The evaluation of the current state of structures is the first and essential step to be taken in order to get knowledge about the condition of the primary and secondary elements. Thorough inspections may provide critical information that will dictate the options of reinforcement and are the main element in the characterization of resistances and conditions of the structural elements. Considering that existing structures will not behave as they would do in the beginning of their life, it's critical to exploit the post yield behavior that is expected to happen, so we can predict more accurately where failure is most likely to occur. The non-linear static analysis, most commonly known as Pushover analysis, is a powerful tool that provides results that take into account the effects of the material nonlinearity and P- Δ effects. The performance point of a structure facing a seismic action may characterize the vulnerability that buildings present to a given demand. The objective of this dissertation is to apply this method to provide a seismic risk classification.

The first approach is a brief resume of the existing techniques to assess the response capability of structures and afterwards will be presented an explicit method that was developed in Italy and that is still being improved. The final goal will be the application of the chosen method to a stone masonry building as the case study of the dissertation.

KEYWORDS: SEISMIC RISK, STRUCTURAL VULNERABILITY, STONE MASONRY, CAPACITY CURVE, RESPONSE SPECTRUM, MATERIAL NONLINEARITY, PUSHOVER ANALYSIS

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. ASPETOS GERAIS	1
1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2 ESTADO DE ARTE	3
2.1. VULNERABILIDADE SÍSMICA	3
2.2. RISCO SÍSMICO EM EDIFÍCIOS	4
2.2.1. CONTEXTO HISTÓRICO RECENTE	4
2.2.2. CONTEXTO NACIONAL	7
2.2.3. MITIGAÇÃO DO RISCO EM PORTUGAL	9
2.3. METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA	10
2.3.1. METODOLOGIAS DIRETAS	11
2.3.1.1. Métodos Tipológicos	11
2.3.1.2. Métodos Mecânicos	13
2.3.2. METODOLOGIAS INDIRETAS	15
2.3.3. METODOLOGIAS CONVENCIONAIS	17
2.3.4. METODOLOGIAS HÍBRIDAS	17
3 METODOLOGIA A APLICAR	19
3.1. DESCRIÇÃO GERAL	19
3.1.1. MÉTODO CONVENCIONAL	20
3.1.1.1. O Método Convencional com Base na NTC e no EC8	27
3.1.2. MÉTODO SIMPLIFICADO	29
3.1.3. REDUÇÃO DO RISCO SÍSMICO	32
3.2. DESENVOLVIMENTO DE FOLHA DE CÁLCULO	34

4	CASO DE ESTUDO	37
4.1.	DESCRIÇÃO GERAL	37
4.2.	CARACTERIZAÇÃO MATERIAL.....	43
4.2.1.	FRONTAL POMBALINO	43
4.2.2.	ALVENARIA DE PEDRA.....	48
4.3.	MODELAÇÃO	53
4.4.	ANÁLISE MODAL.....	57
4.5.	ANÁLISE ESTATICA NÃO LINEAR (<i>PUSHOVER</i>)	58
4.6.	ANÁLISE DE RESULTADOS E CLASSIFICAÇÃO DE RISCO SÍSMICO.....	63
5	CONCLUSÃO.....	67
5.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS	67
5.2.	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	68
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69
	OUTRAS REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	71
	ANEXOS.....	73
ANEXO A.	PLANTAS ESTRUTURAIS - ESTADO ATUAL	74
ANEXO B.	PLANTAS ESTRUTURAIS - INTERVENÇÃO	77

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Parâmetros caracterizadores do conceito de risco sísmico (Vicente, 2008).....	3
Figura 2.2 - Destroços da cidade de Amatrice pós sismo (www.italiachecambia.org)	6
Figura 2.3 – Património histórico em ruínas (www.theguardian.com)	6
Figura 2.4 – Mecanismo de <i>soft storey</i> em edifício (www.navarra.orain.eus)	7
Figura 2.5 – Estrutura colapsada por rotura dos pilares (www.pulsoslp.com.mx).....	7
Figura 2.6 – Mapa de epicentros em Portugal e regiões fronteiriças (<i>United States Geological Survey</i>)	8
Figura 2.7 – Mapa de intersecção de placas tectónicas (www-ext.lnec.pt)	8
Figura 2.8 – Antiga ilustração dos efeitos do sismo de 1755 (www.about-history.com)	9
Figura 2.9 – Caracterização das tipologias construtivas em Portugal (Bento, 2018)	10
Figura 2.10 – Quadro síntese da classificação de metodologias, baseado em Corsanego e Petrini (1990)	11
Figura 2.11 - Exemplo de matriz probabilidade de danos (Calvi, 2006)	12
Figura 2.12 – Matriz probabilidade de danos (EMS-98)	13
Figura 2.13 – Exemplos de funções de vulnerabilidade (Calvi, 2006)	16
Figura 2.14 – Quadro proposto no método (Vicente, 2008)	17
Figura 3.1 – Escala de risco sísmico (Linee Guidea, 2017)	20
Figura 3.2 – Exemplo de curva de capacidade (ATC-40)	22
Figura 3.3 – Espectro no formato período-aceleração (à esquerda) e espectro no formato ADSR (à direita).....	24
Figura 3.4 – Espectros de resposta que individualizam os estados limite	24
Figura 3.5 – Determinação do ponto de desempenho dada uma ação sísmica (ATC-40).....	25
Figura 3.6 - Perda económica direta em função da frequência média anual de excedência (inverso do período de retorno) da ação sísmica que desencadeia os estados limite (Linee Guidea, 2017)	26
Figura 3.7 - Exemplo de aplicação da folha de cálculo desenvolvida	34
Figura 3.8 – Espectros de resposta gerados pela folha de cálculo	35
Figura 3.9 – Espectros de resposta no formato ADSR	35
Figura 3.10 – Folha de cálculo para aplicação do método convencional	36
Figura 4.1 – Imagem aérea da localização do edifício, retirado de Google Earth	37
Figura 4.2 - Vista da fachada do edifício, retirado de relatório de inspeção (BuildGest).....	38
Figura 4.3 - Representação da estrutura típica pombalina e exemplo de parede de frontal degradada (Appleton, 2003)	38
Figura 4.4 – Exemplo da constituição de uma parede em tabique (Appleton, 2005)	39
Figura 4.5- Pormenor de ligação das vigas de pavimento com frontal e paredes exteriores (Appleton, 2003)	39
Figura 4.6 – Pormenor de ligação do pavimento com os frechais (Mascarenhas, 2005).....	40
Figura 4.7 – Ilustração da estrutura triangular da cobertura (Appleton, 2005)	40
Figura 4.8 – Imagem exemplificativa de uma estrutura real da cobertura (Appleton, 2005)	40

Figura 4.9 - Ilustração do sistema de fundações em abóbada com estacaria de madeira (Mascarenhas, 2003).....	41
Figura 4.10 – Planta estrutural-tipo dos pisos.....	41
Figura 4.11 - Planta de alteração da cave, arquivo municipal (1978).....	42
Figura 4.12 - Planta atual da cave.....	42
Figura 4.13 - Planta do piso térreo com identificação do local de supressão de pilar.....	43
Figura 4.14 – Geometria típica aproximada de um painel de frontal.....	44
Figura 4.15 –a) Geometria dos elementos utilizados no ensaio; b) Vista lateral e pormenor das ligações (Meireles, 2012).....	44
Figura 4.16 – Disposição do painel de parede utilizado no ensaio experimental (Meireles, 2012).....	45
Figura 4.17 – Curvas de histerese obtidas no ensaio (Meireles, 2012).....	45
Figura 4.18 – Gráficos de força-deslocamento.....	46
Figura 4.19 – Gráfico das curvas de comportamento (τ - γ).....	47
Figura 4.20 – Malha gerada no modelo utilizado para a validação numérica.....	47
Figura 4.21 – Validação numérica do ensaio.....	48
Figura 4.22 – Imagem e geometria do painel ensaiado (Moura, 2016).....	49
Figura 4.23 – Características dos ensaios realizados (Moura, 2016).....	49
Figura 4.24 – Disposição do painel e do macaco hidráulico (Moura, 2016).....	50
Figura 4.25 –Mecanismos de colapso no plano: a) derrubamento da parede - <i>rocking</i> ; b) esmagamento de canto inferior – <i>toe crushing</i> ; c) deslizamento de junta – <i>sliding</i> ; d) tração diagonal – <i>diagonal tension</i> . (Pereira e Lourenço, 2015).....	50
Figura 4.26 – Resultados decorrentes do ensaio no Modelo 1 (Moura, 2016).....	51
Figura 4.27 – Validação numérica do ensaio (Moura, 2016).....	51
Figura 4.28 – Validação do modelo de dano experimental e numérico (Moura, 2016).....	52
Figura 4.29 – Gráfico tensão-distorção adotado pelo ensaio.....	52
Figura 4.30 – Modelo global da estrutura no estado atual.....	53
Figura 4.31 – Vista em planta das condições de apoio consideradas no modelo.....	54
Figura 4.32 – Corte típico pavimento com dimensões em metros retiradas da bibliografia.....	54
Figura 4.33 – Elemento de pavimento com espessura equivalente.....	54
Figura 4.34 – Vistas em perspectiva da cobertura.....	55
Figura 4.35 – Modelação da gaiola pombalina no estado atual (à esquerda), inclusão do núcleo e remoção de um alinhamento de frontais (à direita).....	57
Figura 4.36 – 1º e 2º modo de vibração da estrutura atual, à esquerda e direita respetivamente.....	58
Figura 4.37 – 3º modo de vibração da estrutura atual.....	58
Figura 4.38 - Convenções locais de tensões adotadas no SAP2000 (<i>CSi Analysis Reference Manual</i>).....	59
Figura 4.39 – Tipo de comportamento adotado para cada direção.....	59
Figura 4.40 - Deformada Pushover.....	60
Figura 4.41 – Curvas de capacidade de ambos os modelos.....	60
Figura 4.42 – Gráfico elucidativo das curvas de capacidade dos modelos com as ações sísmicas (ADSR).....	61

Figura 4.43 – Estrutura atual vs. Espectro ELD	61
Figura 4.44 - Estrutura reforçada vs. Espectro ELV	62
Figura 4.45 – Variação do amortecimento efetivo em função do deslocamento global	63
Figura 4.46 – Aplicação do método convencional com recurso da folha de cálculo desenvolvida	64

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Registo de eventos sísmicos no planeta a partir do ano de 2000	5
Tabela 2.2 – Parâmetros a considerar para análise de vulnerabilidade estrutural (GNDT-SSN)	15
Tabela 3.1 – Tabela síntese de probabilidades de excedência relacionadas a cada estado limite (NTC, 2008)	21
Tabela 3.2 – Tabela de caracterização da ação sísmica associada aos estados limite	22
Tabela 3.3 – Relação do parâmetro PAM com a classe de risco associada (Linee Guidea, 2017).....	27
Tabela 3.4 – Relação entre o parâmetro IS-V com a classe de risco (Linee Guidea, 2017).....	27
Tabela 3.5 - Definição dos estados limite segundo o EC8 e a NTC.....	29
Tabela 3.6 - Quadro de classe de vulnerabilidade tipológica, adaptado de EMS-98.	30
Tabela 3.7 - Tabela explicativa dos mecanismos locais que agravam a classe de vulnerabilidade	31
Tabela 3.8 - Relação do parâmetro PAM com a classe de risco, adaptado de Linee Guidea	32
Tabela 3.9 - Tabela de redução do risco sísmico pelo método simplificado (Linee Guidea, 2017)	33
Tabela 4.1 - Propriedades resistentes da alvenaria de pedra (Moura, 2016)	52
Tabela 4.2 – Carregamento por piso aplicado à estrutura.....	56
Tabela 4.3 - Modos de Vibração Fundamentais	57

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

a_g – aceleração de pico do solo [ms^{-2}]

b – base [m]

CR – custo de reconstrução [%]

d – fator de danos globais

e – espessura [m]

E – módulo de elasticidade [GPa]

ELC – Estado Limite de Colapso

ELO – Estado Limite de Operacionalidade

ELR – Estado Limite de Reconstrução

ELID – Estado Limite de Início de Dano

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

ELV – Estado Limite de Salvaguarda de Vida

f_c – resistência à compressão [kPa]

f_t – resistência à tração [kPa]

g – aceleração gravítica [ms^{-2}]

G_c – energia de fratura à compressão [N/mm]

g_k – carga permanente da estrutura [kN/m²]

g_{k1} – restantes cargas permanentes da estrutura [kN/m²]

h – altura [m]

H – perigosidade sísmica

IS-V – índice de salvaguarda de vida [%]

I_v – índice de vulnerabilidade

I_x – inércia segundo o eixo x [m⁴]

K_i – classe de vulnerabilidade

η – fator de correção da aceleração

n – número de pisos

NC – *Near Collapse*, próximo do colapso

PAM – perda anual média estimada [%]

PF_1 – fator de participação modal

PGA_C – aceleração de pico do solo de capacidade [ms^{-2}]

PGA_D – aceleração de pico do solo de projeto [ms^{-2}]

P_R – probabilidade de excedência [%]

q_k – sobrecarga da estrutura [kN/m^2]

R – risco sísmico

S_{11} – tensão na direção principal horizontal ao plano [kPa]

S_{12} – tensão de direção de corte do plano [kPa]

S_{22} – tensão na direção principal vertical ao plano [kPa]

S_a – aceleração espectral [ms^{-2}]

S_d – deslocamento espectral [ms^{-2}]

SD – *significant damage*, dano significativo

DL – *damage limitation*, limitação de danos

T – período de vibração fundamental [s]

T_L – período de referência [anos]

T_{RC} – período de retorno de capacidade [anos]

T_{RD} – período de retorno de projeto [anos]

V – vulnerabilidade estrutural

V_i - corte basal relativo ao deslocamento global i

W - peso do edifício em fase permanente

W_i – peso relativo ponderado

α_1 - coeficiente de massa modal relativo ao 1º modo de vibração

ε – extensão [‰]

ξ – amortecimento viscoso [%]

σ – tensão [kPa]

Y – densidade volúmica [kN/m^3]

Y_{eq} – densidade volúmica equivalente [kN/m^3]

Y_I – coeficiente de importância

$\Phi_{1,roof}$ - amplitude do primeiro modo de vibração no topo do edifício [m]

Δ_{roof} – deslocamento no topo do edifício

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPETOS GERAIS

Uma grande parte das estruturas existentes em Portugal foram dimensionadas e construídas numa época em que o dimensionamento sísmico não se encontrava preconizado nas normas. Não obstante da entrada em vigor de novas normas que vêm dar resposta à ação sísmica, muitas obras não eram fiscalizadas pelo que estes dois fatores induzem um elevado grau de incerteza quanto à segurança das estruturas face a solicitações horizontais. Considerando este problema e seus riscos, é crucial levar a cabo um levantamento das condições estruturais do edificado português e que se procedam a intervenções de reforço sísmico em zonas de elevado risco.

Na gama de tipologias estruturais, as que apresentam um maior défice de capacidade de resposta a ações sísmicas são as estruturas em alvenaria de pedra. Estas, apresentam uma resistência à tração de valor muito reduzido visto que para este esforço apenas resiste a argamassa, ligante aplicado na época. Sendo as estruturas que se encontram mais vulneráveis face a ações sísmica seria essencial desenvolver e aplicar metodologias que, de forma eficaz e fiável, possam classificar o risco de colapso das mesmas.

As metodologias existentes para a avaliação da vulnerabilidade estrutural dividem-se em diversos grupos com contextos de aplicação variável, em termos de complexidade e carácter dos objetos avaliados. Existem metodologias que se encontram concebidas para realizar avaliações a nível regional que passam por avaliações menos detalhadas e que contam com uma generalização de tipologias estruturais. Outras, mais detalhadas, de complexa análise e interpretação de resultados fornecem resultados individualizados e característicos de uma só estrutura.

1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

Considerando os eventos sísmicos passados e as consequências socioeconómicas verificadas, é imperativa a adoção de medidas de controlo e prevenção que mitiguem o risco sísmico. Torna-se cada vez mais necessário dar uma resposta a estes fenómenos que passa pelo levantamento das condições de resistência e capacidade das estruturas que, posteriormente são a base de um dimensionamento de reforço bem ponderado. À imagem do que foi feito com o tema da eficiência energética, é indispensável mentalizar a sociedade para as possíveis consequências que podem ocorrer verificando-se um evento sísmico de intensidade elevada.

O principal objetivo desta dissertação passa pela aplicação de uma metodologia de avaliação de risco sísmico a um caso de estudo – um edifício pombalino. A primeira fase passou por um breve resumo de alguns eventos sísmicos recentes e incontornáveis que ocorreram mundialmente, onde também foi abordado o passado sísmico em Portugal num contexto temporal mais alargado. Numa segunda fase, realizou-se uma síntese explicativa dos métodos existentes que permitem obter uma avaliação da vulnerabilidade de estruturas existentes. Posteriormente, numa 3ª e 4ª fase, foi objetivo proceder à explicação detalhada e à aplicação de uma metodologia criada, recentemente em Itália, de modo a que

se verifique a sua aplicabilidade em ambiente empresarial. A avaliação foi desenvolvida com base numa análise estática não linear e contemplou apenas mecanismos dentro do plano numa escala global do edifício. Numa segunda etapa de avaliação foi objetivo a aplicação de um segundo método (contemplado na mesma metodologia) que tem em consideração apenas mecanismos locais.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos distintos. No presente capítulo são abordados aspetos gerais do tema em estudo e ainda exposta a motivação e os objetivos da tese. O segundo capítulo contém com uma abordagem histórica de atividade sísmica relevante num contexto geral, dentro e fora de Portugal. É também neste capítulo, que se irá elaborar uma resenha explicativa das diferentes metodologias existentes para a caracterização da vulnerabilidade em estruturas. No capítulo terceiro encontra-se o método de classificação de risco sísmico e apresentaremos a ferramenta informática desenvolvida. Por último, no quarto e quinto capítulos, merecedores de uma atenção mais pormenorizada, estão destinados à aplicação do método escolhido com a demonstração e discussão de resultados inerentes ao método.

2 ESTADO DE ARTE

2.1. VULNERABILIDADE SÍSMICA

Como o nosso passado demonstra, as catastróficas perdas socioeconómicas que sucedem eventos sísmicos têm consequências gravíssimas na sociedade. A incerteza relacionada com a frequência, intensidade e/ou localização dos eventos implica a que se proceda a um aumento da ductilidade dos edifícios, novos e antigos, que venha a mitigar os riscos associados a este tipo de ações.

O conceito de risco sísmico (R), depende de três fatores distintos, a perigosidade sísmica (H), a vulnerabilidade sísmica ou estrutural (V), e a exposição (E).

$$R = f(H, V, E) \quad (2.1)$$

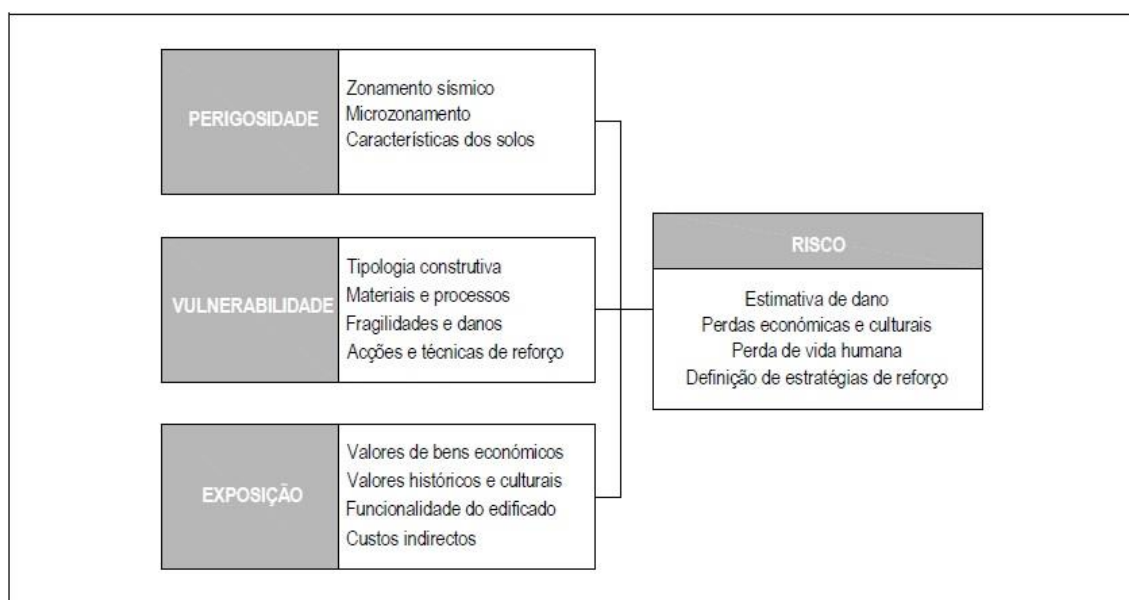


Figura 2.1 – Parâmetros caracterizadores do conceito de risco sísmico (Vicente, 2008)

A perigosidade sísmica é definida como a probabilidade de ocorrência de um evento sísmico, com uma determinada intensidade, associado a um período de retorno, num determinado local ou zona. Esta relaciona-se com o zonamento sísmico, com o tipo de solo e, consequentemente, com a ação sísmica a que o edifício pode estar sujeito (Giovinazzi, 2005).

A vulnerabilidade estrutural é uma propriedade intrínseca da estrutura, uma característica do seu comportamento face a uma ação sísmica, descrita através de uma relação de causa-efeito, em que o sismo é a causa e o efeito é o dano sofrido (Sandi, 1998). A exposição corresponde ao valor dos elementos em risco, proveniente dos custos diretos dos elementos estruturais e não estruturais, bem como dos custos indiretos associados à interrupção de serviços, comunicações e ainda custos sociais e de tempo. A exposição abrange também custos sociais, culturais, simbólicos e económicos associados a um eventual acontecimento (Vicente, 2008).

A título exemplificativo, a região de Sagres, em Portugal encontra-se situada numa zona de perigosidade sísmica mais elevada do que Lisboa para sismos afastados (tipo 1). Contudo, o risco sísmico de Lisboa é muito superior comparativamente com Sagres por motivos de exposição humana e patrimonial. A densidade populacional na capital é muito superior à de Sagres, sendo também mais elevado número de estruturas com e sem valor patrimonial. De forma a mitigar o risco, seria teoricamente possível reduzir qualquer um dos 3 parâmetros, contudo é facilmente perceptível que, na prática e a curto/médio prazo o único fator passível de ser controlado pelo Homem, é o da vulnerabilidade estrutural.

A redução da exposição passaria por uma campanha de sensibilização da sociedade para a importância do ordenamento territorial em termos de acessibilidades, concentração populacional e, também, a nível de proteção civil. Relativamente à redução da perigosidade sísmica não se considera exequível qualquer solução viável. O controlo de danos sofridos pela estrutura e a dotação de uma elevada capacidade de dissipação de energia das estruturas é, de facto, um caminho passível de seguir com resultados promissores e comprovados que reduzem a vulnerabilidade estrutural, mitigando o risco sísmico de um modo conservador e economicamente viável.

2.2. RISCO SÍSMICO EM EDIFÍCIOS

A observação e recolha de informações sobre os efeitos dos sismos ocorridos no passado tem uma importância crucial no desenvolvimento futuro de novas tecnologias e/ou métodos que tenham como objetivo a prevenção de colapso estrutural e a preservação da vida humana. Assim sendo, neste subcapítulo será realizada uma resenha histórica e estatística sobre a ocorrência de sismos antigos e recentes com especial foco aos eventos de maior intensidade sísmica.

2.2.1. CONTEXTO HISTÓRICO RECENTE

Atualmente existe uma ideia errada na sociedade de que a atividade sísmica é cada vez mais frequente. Na verdade, nos últimos anos observaram-se, de forma quase progressiva, menos eventos sísmicos. A título exemplificativo, nos últimos 3 anos (incluindo 2017) observaram-se 4454 eventos sísmicos em todo o planeta e no conjunto dos anos de 2012, 2013 e 2014 um total de 4847. A diferença é ainda mais significativa nos 3 anos anteriores de 2009, 2010 e 2011 onde se registou um total de 6921 eventos. Em geral a frequência de ocorrência mantém-se equilibrada ao longo da história, existindo alguns desvios em alguns anos tanto a nível de frequência como em termos de magnitude registada. Apresenta-se de seguida uma tabela síntese do número de eventos sísmico registados em todo o planeta com a sua respetiva magnitude e estimativa de mortes anuais associadas.

Tabela 2.1 – Registo de eventos sísmicos no planeta a partir do ano de 2000

	8.0+	7 - 7.9	6 - 6.9	5 - 5.9	Total	Estimativa Mortes
2017	1	7	95	1090	1193	1135
2016	0	16	130	1550	1696	1339
2015	1	18	127	1419	1565	9624
2014	1	11	143	1574	1729	756
2013	2	17	123	1453	1595	1572
2012	2	12	108	1401	1523	689
2011	1	19	185	2276	2481	21942
2010	1	23	150	2209	2383	226050
2009	1	16	144	1896	2057	1790
2008	0	12	168	1768	1948	88708
2007	4	14	178	2074	2270	708
2006	2	9	142	1712	1865	6605
2005	1	10	140	1693	1844	87992
2004	2	14	141	1515	1672	298101
2003	1	14	140	1203	1358	33819
2002	0	13	127	1201	1341	1685
2001	1	15	121	1224	1361	21357
2000	1	14	146	1344	1505	231

De realçar o elevado número de mortes nos anos de 2001, 2003, 2004, 2005, 2008, 2010 e 2011 cuja desmedida proporção comparativamente com outros anos não tem apenas uma relação direta com os sismos observados, mas principalmente com o local de ocorrência dos mesmos. Contudo, os anos supracitados foram anos de ocorrência de sismos de elevada magnitude junto a regiões/países subdesenvolvidos. A fraca qualidade das infraestruturas e do edificado destes países aumentam os fatores de vulnerabilidade e exposição drasticamente, fazendo com que sofram consequências exponencialmente mais severas. Os recentes sismos de Áquila (Itália, 2009) e Amatrice (Itália, 2016) vêm comprovar que não são apenas país subdesenvolvidos que sofrem danos catastróficos devido à atividade sísmica. A 24 de Agosto de 2016, a cidade de Amatrice, província de Rieti, sucumbiu quase totalmente devido a um sismo de magnitude 6,2 causando mais de 300 mortos em pouco tempo. De igual modo, em Áquila, também um sismo com a mesma grandeza de magnitude causa danos irreparáveis. As perdas humanas e económicas foram devastadoras e instantâneas. Ambas as regiões eram fortemente dominadas por estruturas de alvenaria de pedra irregular sem reforço, como se comprova nas Figuras 2.2 e 2.3.



Figura 2.2 - Destroços da cidade de Amatrice pós sismo (www.italiachecambia.org)



Figura 2.3 – Património histórico em ruínas (www.theguardian.com)

Do lado oposto do oceano atlântico, no México, o inesperado aconteceu em Setembro de 2017 quando dois sismos de magnitude superior a 7 ocorrem num espaço temporal de apenas onze dias. Sismólogos admitem que os sismos não estão diretamente relacionados devido à grande distância entre epicentros e também pelo fato de um ter ocorrido no oceano e outro na região central do país. Inúmeras estruturas recentes com pressuposta capacidade sísmica resistente, por força de exigências legais sucumbiram, causando várias vítimas. O primeiro sismo, ocorreu a 7 de Setembro a 1100 km da cidade do México

próximo de Chiapas. O seu epicentro foi no oceano e a intensidade do mesmo propagou-se drasticamente por diversas regiões. O segundo sismo, a apenas 120 km da Cidade do México, ocorreu na região de Puebla-Morelos com o seu epicentro localizado desta vez em território Mexicano. O tipo de solo para além de não ser o ideal para dar resposta às acelerações que lhe são aplicadas ainda potencia a amplificação do sismo.



Figura 2.4 – Mecanismo de *soft storey* em edifício (www.navarra.orain.eus)



Figura 2.5 – Estrutura colapsada por rotura dos pilares (www.pulsoslp.com.mx)

2.2.2. CONTEXTO NACIONAL

No panorama nacional apresenta-se de seguida um mapa de epicentros em Portugal e nas regiões fronteiriças desde o início do ano de 2000. Este mapa é representativo da perigosidade sísmica associada ao país.

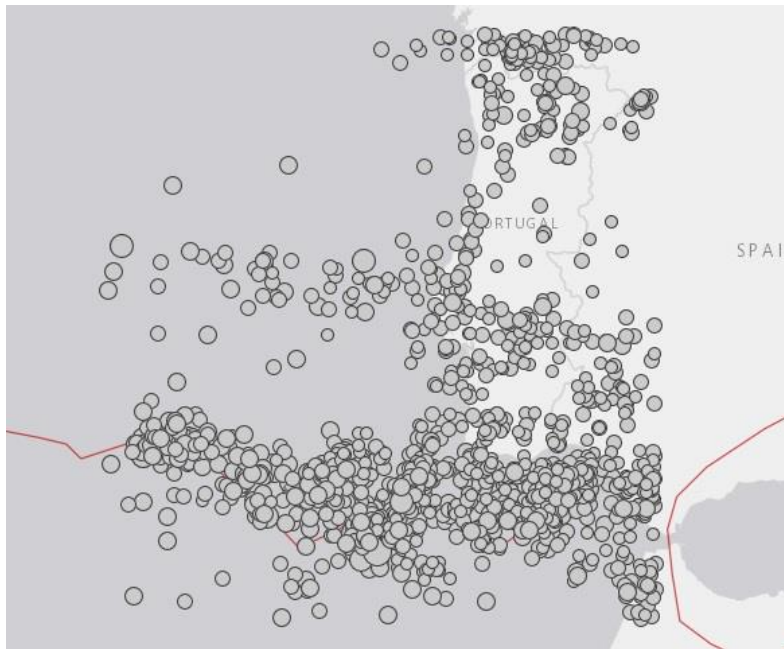


Figura 2.6 – Mapa de epicentros em Portugal e regiões fronteiriças
(United States Geological Survey)

O território português encontra-se na placa euro-asiática limitada a sul pela falha Açores-Gibraltar e a oeste pela falha Euro-Atlântica. Neste contexto tectónico, Portugal encontra-se num zonamento sísmico relevante que requer cada vez mais prevenção para este tipo de eventos.



Figura 2.7 – Mapa de intersecção de placas tectónicas (www-ext.lnec.pt)

Dos sismos mais relevantes em Portugal mencionam-se os ocorridos a 1 de Novembro de 1755 (magnitude aproximada de 8,75) cujo epicentro não tem localização exata, 28 de Fevereiro de 1969 (magnitude 7,8) e 12 de Fevereiro de 2007 (magnitude 6,0) , estes dois últimos, com epicentro nos Açores.

O sismo que mais impacto gerou foi, obviamente, o de 1755 que destruiu por completo a baixa de Lisboa dando início a um impulso de uma nova era de preocupação relativamente à vulnerabilidade sísmica do edificado. A capital, que crescera desordeiramente nos anos que precederam o sismo, foi destruída não só pelo abalo sísmico e consequente maremoto, mas também, pelos incêndios que tomaram a cidade por diversos dias.



Figura 2.8 – Antiga ilustração dos efeitos do sismo de 1755 (www.about-history.com)

Estima-se que cerca de 10 mil a 15 mil habitantes morreram e cerca de 17 mil estruturas colapsaram durante e pós sismo. A catástrofe foi total e incisiva, tal como a resposta da sociedade ao sismo. Foram criados pela primeira vez mecanismos de proteção civil e de reconstrução generalizada. O conhecimento científico ganha mais relevância e os avanços tecnológicos são impulsionados para dar resposta a este evento e a futuros eventos. Dá-se o início da época pombalina com o desenvolvimento das famosas cruzeiras de Santo André. É idealizada uma estrutura de madeira embebida nas paredes interiores de alvenaria de pedra de modo a garantir uma capacidade de deformação muito elevada comparativamente com as tipologias construtivas existente até à data. Esta corrente teve um impacto profundo nos métodos de construção e veio a revolucionar o modo como se projetam os edifícios da época, produzindo resultados promissores que englobam uma alta capacidade de dissipação de energia, tornando a estrutura mais resistente a um possível sismo.

2.2.3. MITIGAÇÃO DO RISCO EM PORTUGAL

A construção em Portugal sempre acompanhou as tendências da capital e, as tipologias construtivas empregues ao longo dos anos é idêntica em diferentes regiões do país, aparte dos materiais empregues nas mesmas que variam consoante a facilidade de obtenção e distribuição por proximidade. Um exemplo desse fato são as construções antigas em granito no Norte do país e, por exemplo, a utilização de alvenaria de pedra calcária no Centro. De seguida apresenta-se o quadro da Figura 2.9, elucidativo acerca do passado das características construtivas empregues em Portugal.

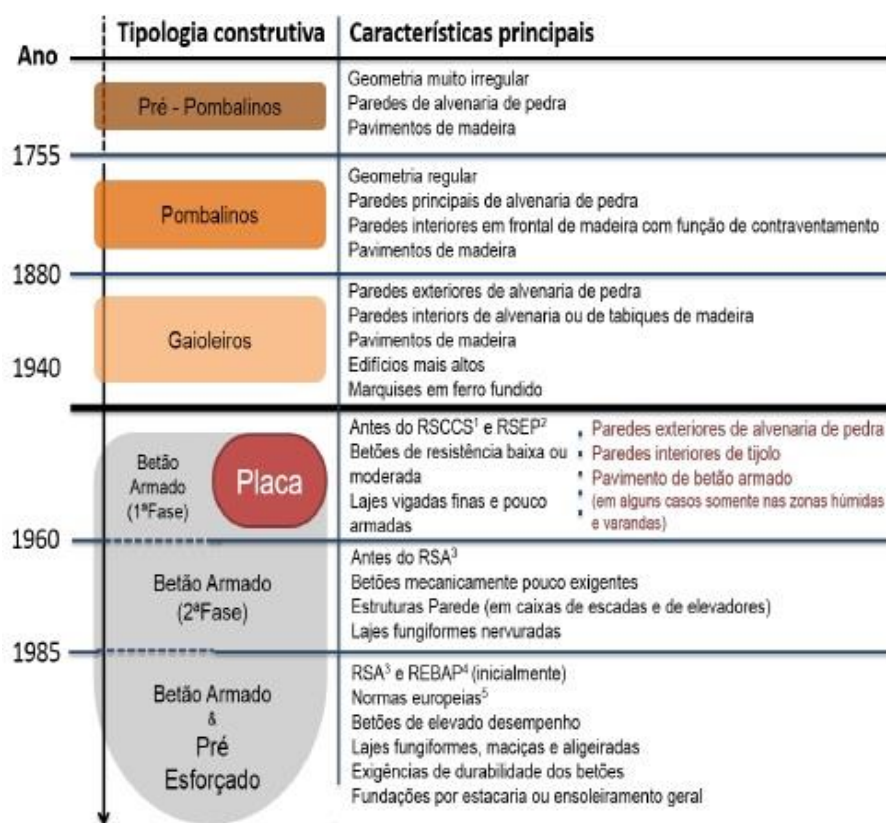


Figura 2.9 – Caracterização das tipologias construtivas em Portugal (Bento, 2018)

Constata-se que, ao longo da história, existe uma evolução na qualidade dos materiais e nas características construtivas empregues na construção que vêm dar resposta a exigências de desempenho cada vez mais elevadas. Não obstante às melhorias que foram sendo implementadas, o edificado presente no território português data maioritariamente de anos anteriores a 1985, predominando edifícios em betão armado e edifícios em alvenaria. Independentemente da tipologia construtiva, estamos perante edifícios que, hoje em dia, no melhor cenário, encontram-se operacionais há 33 anos e, consequentemente, requerem um levantamento do seu estado atual, especialmente em zonas com perigosidade sísmica elevada como a região Centro e Sul do país.

A diminuição da vulnerabilidade sísmica e, consequente redução de risco, é uma tarefa muito complexa que exige uma pré-avaliação adequada da estrutura em causa, levantamento de patologias, conhecimentos profundos acerca do comportamento e degradação dos materiais, decisões de intervenção e de reforço bem ponderadas tomadas por profissionais qualificados.

2.3. METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA

No presente subcapítulo serão abordadas diferentes metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica em edifícios. Sempre que possível efetuar-se-á uma comparação sintética entre os métodos com breves descrições acerca da aplicação dos mesmos.

Segundo Corsanego e Petrini (1990), a classificação das metodologias divide-se em 4 grupos distintos: diretas, indiretas, convencionais e híbridas. Os 4 grupos estão diretamente relacionados com o *output* que as mesmas produzem sendo que existem métodos com uma aplicabilidade mais viável em casos de avaliações de edifícios singulares e, outros, com uma aplicabilidade mais extensa a nível de quarteirões ou de regiões inteiras.

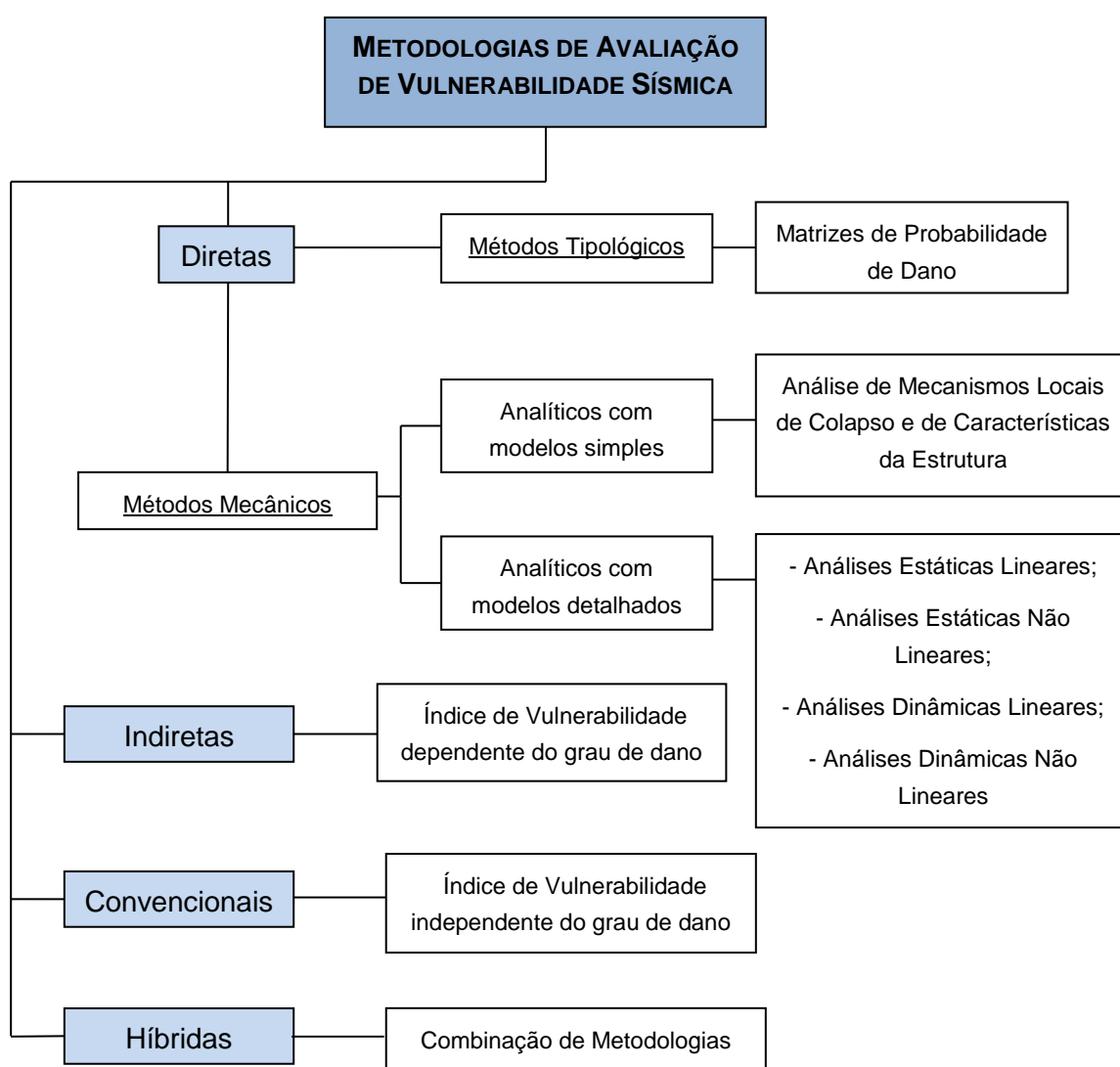


Figura 2.10 – Quadro síntese da classificação de metodologias, baseado em Corsanego e Petrini (1990)

2.3.1. METODOLOGIAS DIRETAS

2.3.1.1. Métodos Tipológicos

As metodologias diretas estimam o dano instalado numa estrutura através de dois métodos distintos, os métodos tipológicos e os métodos mecânicos.

Os métodos tipológicos têm por base o conhecimento empírico que foi adquirido ao longo de décadas de observação, levantamento e registo de danos provocados por eventos sísmicos e foram os primeiros métodos a serem utilizados para se obter uma classificação de vulnerabilidade sísmica. Através do registo de patologias observadas pós sismo procedem à divisão das estruturas por classe tipológica onde se inserem parâmetros característicos das mesmas. O tipo de materiais que foram empregues ou os diferentes métodos construtivos aplicados são alguns dos parâmetros que diferenciam as classes, tal como outros parâmetros que têm influência no desempenho sísmico.

A partir desta informação desenvolveram-se matrizes de probabilidade de dano, as quais expressam de uma forma discreta a probabilidade condicional de obter um determinado nível de dano j , para uma determinada intensidade sísmica, i . Refira-se que, dependendo da forma como se expressa a vulnerabilidade sísmica na avaliação do risco, podem-se obter expressões que avaliam o risco específico utilizando matrizes de probabilidade de dano que matematicamente assumem a seguinte forma (Vicente et al, 2011):

$$S = \sum_j \sum_i P[D = j|i]P[i] \quad (2.2)$$

Damage State	Structural Damage	Non-structural Damage	Damage Ratio (%)	Intensity of Earthquake				
				V	VI	VII	VIII	IX
0	None	None	0-0.05	10.4	-	-	-	-
1	None	Minor	0.05-0.3	16.4	0.5	-	-	-
2	None	Localised	0.3-1.25	40.0	22.5	-	-	-
3	Not noticeable	Widespread	1.25-3.5	20.0	30.0	2.7	-	-
4	Minor	Substantial	3.5-4.5	13.2	47.1	92.3	58.8	14.7
5	Substantial	Extensive	7.5-20	-	0.2	5.0	41.2	83.0
6	Major	Nearly total	20-65	-	-	-	-	2.3
7	Building condemned		100	-	-	-	-	-
8	Collapse		100	-	-	-	-	-

Figura 2.11 - Exemplo de matriz probabilidade de danos (Calvi, 2006)

Estas metodologias estão sujeitas a restrições de aplicação por serem características de uma determinada tipologia estrutural e de uma região. Têm uma base puramente estatística que deixa de parte fatores de grande influência na resposta sísmica dos edifícios como por exemplo alterações que a estrutura possa ter sofrido ao longo do seu tempo de vida (reabilitações, reforços, etc.).

As primeiras matrizes de probabilidade de dano criadas com base no conhecimento e opiniões de especialistas foram introduzidas inicialmente na *American Technologic Council* ATC -13, (ATC, 1985). Foram estabelecidas estimativas de dano com diferentes níveis de confiança e relacionadas com a Escala Modificada de Mercalli para intensidades de VI a X. Mais tarde, surgem outras propostas, nomeadamente o método macrossísmico desenvolvido por Giovanazzi e Lagomarsino (2001 e 2004). Este método introduz uma definição de funções de probabilidade de dano com base na *European Macroseismic Scale* (EMS-98). A EMS-98 define descrições qualitativas para 5 estados de dano associados aos níveis de intensidade de V a XII. São atribuídas, também, 5 classes de vulnerabilidade que condicionam a matriz em causa como demonstra a Figura 2.12.

Damage Level Intensity	Damage Grade				
	1	2	3	4	5
V					
VI	Few				
VII		Few			
VIII		Many	Few		
IX			Many	Few	
X				Many	Few
XI					Many
XII					Most

Figura 2.12 – Matriz probabilidade de danos (EMS-98)

Estas metodologias permitiram realizar análises de vulnerabilidade em grande escala com uma relação custo-qualidade apelativa. O fato de os mapas de perigosidade sísmica se encontrarem definidos através da escala macrossísmica também impulsionou o uso destes métodos que, hoje em dia, entram cada vez mais em desuso por existirem metodologias que garantem um grau de confiança superior. Outro fator que induz à utilização de outros métodos passa pela definição atual dos mapas de perigosidade sísmica estarem definidos com base em acelerações de pico do solo que, apesar de relacionadas com a intensidade sísmica, não oferecem correlações precisas com a escala modificada de mercalli.

2.3.1.2. Métodos Mecânicos

Os métodos diretos mecânicos ramificam-se em dois modelos de complexidade distinta. Os que são baseados em modelos simples implicam um esforço de cálculo muito reduzido, comparativamente com os que têm por base modelos pormenorizados.

Calvi, em 1999, desenvolve um método que passa pela definição de 4 estados limites referentes ao nível de dano observado nos elementos estruturais: L_{S1} , não existe dano, L_{S2} , danos estruturais ligeiros/moderados, L_{S3} , danos estruturais significantes e, por último, L_{S4} referente ao colapso.

Para cada tipo de estrutura e para cada estado de dano define-se um modelo estrutural com rigidez secante correspondente ao máximo do estado limite considerado, do qual é obtido um período de vibração equivalente e um fator de redução das exigências em termos de deslocamento, que depende da energia dissipada pela estrutura. O intervalo entre dois estados limite, L_{Si} , define um retângulo no plano do espectro de deslocamentos e a probabilidade de ocorrência de um determinado estado limite ser atingido, integrando uma função densidade de probabilidade (assumida constante) na área abaixo da linha de espectro de resposta do deslocamento. Esta metodologia não contempla mecanismos de colapso das paredes de alvenaria para fora do plano, (Vicente et al 2011). Este método fornece resultados que podem ser considerados viáveis num contexto de estimativa global de perdas de um conjunto de edifícios e não deve ser utilizado na avaliação da resposta de edifícios singulares.

Outra abordagem desenvolvida por Speranza em 2003 denominada por *FaMIVE* (Failure Mechanisms Identification and Vulnerability Evaluation), consiste na identificação dos mecanismos de colapso e faz uma avaliação da sua probabilidade de ocorrência.

É feita uma análise estática limite, calculando a capacidade de corte equivalente, em termos de aceleração crítica (a/g) que origina o dito mecanismo de colapso. Para calcular o valor da aceleração crítica que desencadeia cada mecanismo de colapso, é apenas necessário conhecer a geometria, condições fronteira e ligação das paredes a outros elementos a partir de uma observação visual. Cada tipo de colapso está associado a um grau de dano expectável, de acordo com a escala macrossísmica europeia EMS- 98, (Vicente et al. 2011).

Relativamente aos métodos mecânicos que utilizam modelos detalhados ou pormenorizados refere-se desde já elevada complexidade de aplicação dos mesmos, comparando com os métodos supracitados, especialmente os que envolvem análises não lineares. Apesar desse fator, se forem corretamente definidos, produzem resultados com um elevado grau de confiança e individualizados para cada tipo de estrutura analisada.

- **Análise Estática Linear:** A ação sísmica é considerada mediante uma distribuição de forças laterais estáticas equivalentes. A partir da estimativa da primeira frequência fundamental da estrutura e utilizando relações empíricas ou o método de Rayleigh, determina-se a partir do espectro de resposta, a aceleração sísmica espectral, S_a , a qual, multiplicada pela massa da estrutura, define a força lateral equivalente, F . Este tipo de análise é utilizado para dimensionamento e conceção de estruturas e está contemplada na maioria dos códigos de dimensionamento e verificação de segurança sísmica. No entanto, este tipo de análise tem uma limitação na sua aplicabilidade, nomeadamente pelo facto de ser adequado para o estudo de edifícios regulares, em que o primeiro modo de vibração é predominante na determinação da resposta. Relativamente à estrutura, esta pode ser modelada por uma estrutura substitutiva [Shibata e Sozen, 1976], por exemplo, um sistema de 1 grau de liberdade, com rigidez elástica linear e amortecimento viscoso equivalente (Vicente, 2008). Esta análise fornece bons indicadores do comportamento linear da estrutura e permite avaliar quais serão provavelmente as primeiras zonas/seções que entrarão em cedência, contudo, não contempla efeitos de redistribuição de esforços que vão ocorrer progressivamente consoante os diferentes patamares de cedência.
- **Análise Estática Não-Linear:** Este tipo de análise, contempla o comportamento inelástico da estrutura e permite observar os diferentes graus de plastificação que vão ocorrendo. Esta engloba a não linearidade material e pode, ou não, considerar efeitos de 2º ordem. O método de aplicação mais comum, denominado por *Pushover Analysis* consiste na aplicação de um carregamento/deslocamento lateral monotónico crescente e consequente avaliação da relação força de corte basal vs *drift* global (Curva de Capacidade). O procedimento ajuda a estimar a capacidade resistente da estrutura para além do limite estático convencionalmente utilizado e permite monitorizar o progressivo grau de dano que se vai instalando até ao estado limite último. Esta análise é válida para estruturas regulares onde o primeiro modo de vibração é preponderante para a resposta da estrutura.
- **Análise Dinâmica Linear:** Este tipo de análise é indicado para estruturas irregulares que não apresentem um elevado grau de comportamento não linear. Pode ser realizado através de uma análise modal espectral ou através de uma análise *time-history*. Ao contrário da análise *Pushover*, a análise modal espectral contempla a resposta de cada modo natural de vibração utilizando um espectro de resposta elástico. Os resultados derivam da combinação das diferentes respostas modais que se obtiveram. No caso da análise *time-history*, pode-se considerar um ou mais modos de vibração, sendo que a resposta vai sendo avaliada passo por passo utilizando acelerogramas.

- **Análise Dinâmica Não Linear:** É a análise mais completa que se pode realizar para a obtenção da resposta estrutural em termos de esforços e deslocamentos. Utiliza os mesmos procedimentos da análise *time-history*, contudo contempla efeitos da não linearidade material.

2.3.2. METODOLOGIAS INDIRETAS

As metodologias indiretas procedem à análise estrutural realizando sempre uma correlação entre o grau de dano e a intensidade sísmica através das curvas de vulnerabilidade. Inicialmente, destacam-se as primeiras iniciativas do *Applied Technology Council* (ATC-21, 1988) e do *Grupo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Servizio Sismico Nazionale*, (GNDT-SSN, 1994) onde foram desenvolvidas metodologias de rápida avaliação de um grande número de edifícios e que serviram de base de investigação para outros autores.

O procedimento de avaliação segundo o GNDT-SSN passa pela classificação e pontuação dos edifícios com base num levantamento de pormenores e características físicas da estrutura que têm uma maior influência no dano estrutural. Com base em relatórios de dano pós-sismo de estruturas-tipo e através da informação recolhida estabelece-se um índice de vulnerabilidade a cada estrutura analisada. A ligação entre a vulnerabilidade e o grau de dano expectável faz-se através das funções de vulnerabilidade que vêm introduzir o fator da ação sísmica.

O índice de vulnerabilidade associado à estrutura depende de 11 parâmetros considerados condicionantes para a resposta da estrutura e é atribuída uma classe de vulnerabilidade, K_i , a cada um de A (ideal) a D (desfavorável). A cada parâmetro está também associado um peso relativo, W_i , que revela a maior ou menor influência que o mesmo tem no desempenho face a uma ação sísmica, como se demonstra na seguinte tabela.

Tabela 2.2 – Parâmetros a considerar para análise de vulnerabilidade estrutural (GNDT-SSN)

Parâmetros	Classe K_i				Peso W_i
	A	B	C	D	
1 - Organização do sistema resistente	0	5	20	45	1,00
2 - Qualidade do sistema resistente	0	5	25	45	0,25
3 - Resistência convencional	0	5	25	45	1,50
4 - Localização e condições do solo	0	5	25	45	0,75
5 - Diafragmas horizontais	0	5	15	45	1,00
6 - Configuração em planta	0	5	25	45	0,50
7 - Configuração em altura	0	5	25	45	1,00
8 - Distância máxima entre paredes	0	5	25	45	0,25
9 - Tipo de cobertura	0	15	25	45	1,00
10 - Elementos não estruturais	0	0	25	45	0,25
11 - Estado de Conservação	0	5	25	45	1,00

Procede-se ao cálculo do índice de vulnerabilidade pela aplicação da seguinte expressão:

$$I_v = \sum_{i=1}^n K_i * W_i \quad (2.3)$$

O valor do índice de vulnerabilidade varia entre 0 e 382,5, contudo pode-se converter o mesmo no índice normalizado que varia entre 0 e 100 de modo a facilitar a compreensão dos resultados. Recorrendo a danos de sismos anteriores, são calibradas funções de vulnerabilidade que relacionam o índice de vulnerabilidade, I_v , com um fator de danos globais, d , para edifícios da mesma tipologia para a mesma intensidade macro sísmica ou aceleração de pico do solo (PGA) – Figura 2.13. Este fator de danos globais representa o quociente entre os custos de reparação dos custos de uma nova construção e varia entre 0 (danos desprezáveis) até 1 (colapso do edifício), (Pombo, 2014).

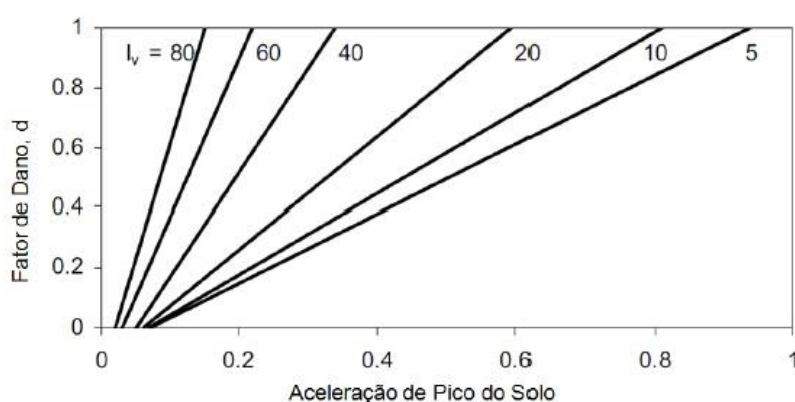


Figura 2.13 – Exemplos de funções de vulnerabilidade (Calvi, 2006)

Este método foi aplicado em grande escala sendo utilizado para a classificação de diversas cidades europeias, mas sublinha-se a condicionante das funções de vulnerabilidade apresentarem carácter regional pelo que não se recomenda a sua aplicação sem as adequadas adaptações necessárias. Mais recentemente, Vicente (2008), propõe uma adaptação deste método com a inclusão de 3 novos parâmetros, com o devido ajuste nos critérios de ponderação e cálculo do índice, e a redefinição do nível de detalhe na avaliação dos mesmos.

Os 3 parâmetros vêm contabilizar fatores que apresentam influência considerável em edifícios de alvenaria, tal como:

- Altura do Edifício;
- Efeitos de interação com estruturas na vizinhança;
- Influência dos caminhos de carga e capacidade resistente das paredes de alvenaria.

O autor apresenta um novo quadro reformulado com a adaptação do peso relativo dos parâmetros e do ajuste da escala do índice de vulnerabilidade – Figura 2.14.

PARÂMETRO		Classe C_w				Peso p_i	ÍNDICE DE VULNERABILIDADE
		A	B	C	D		
P1	Tipo e organização do sistema resistente	0	5	20	50	0.75	$I_v^* = \sum_{i=1}^{14} C_{vi} \times p_i$ $0 \leq I_v^* \leq 650$ (indice normalizado, $0 \leq I_v \leq 100$)
P2	Qualidade do sistema resistente	0	5	20	50	1.00	
P3	Resistência convencional	0	5	20	50	1.50	
P4	Distância máxima entre paredes	0	5	20	50	0.50	
P5	Altura do edifício	0	5	20	50	1.50	
P6	Posição do edifício e fundações	0	5	20	50	0.75	
P7	Localização e interação	0	5	20	50	1.50	
P8	Irregularidade em planta	0	5	20	50	0.75	
P9	Irregularidade em altura	0	5	20	50	0.75	
P10	Desalinhamento de aberturas	0	5	20	50	0.50	
P11	Diafragmas horizontais	0	5	20	50	1.00	
P12	Tipo de cobertura	0	5	20	50	1.00	
P13	Danos estruturais identificados	0	5	20	50	1.00	
P14	Elementos não-estruturais	0	0	20	50	0.50	

Figura 2.14 – Quadro proposto no método (Vicente, 2008)

A nova escala passa a tomar valores compreendidos entre 0 e 650 e os valores atribuídos às classes e respetivos pesos associados são reformulados.

Esta variação da metodologia GNDT-SSN apresenta-se mais rigorosa na avaliação dos parâmetros e ainda permite extrapolar resultados de uma forma mais expedita a nível regional para estruturas idênticas através da definição de um determinado grau de vulnerabilidade médio que é ajustado através de um fator de modificação que permite estimar as variações de vulnerabilidade com um grau de confiança aceitável.

2.3.3. METODOLOGIAS CONVENCIONAIS

Os métodos convencionais estimam, também, o índice ou um indicador de vulnerabilidade associado à estrutura, mas de forma independente do grau de dano. Estes índices dão uma medida relativa da vulnerabilidade, devido à diferença entre os aspetos avaliados, que são característicos de determinada tipologia construtiva. Existem basicamente dois tipos de procedimentos: os que qualificam empiricamente as diferentes características físicas e o desempenho das estruturas e, outros que se baseiam nos mesmos critérios utilizados, mas com referência a regulamentos e códigos de dimensionamento e verificação da segurança estrutural face à ação sísmica, avaliando de forma simples o binómio capacidade-exigência dos edifícios (Vicente, 2008).

2.3.4. METODOLOGIAS HÍBRIDAS

As metodologias híbridas são, tal como o nome sugere, uma conjugação dos métodos supracitados. A metodologia macrossísmica (Giovinezzi e Lagomarsino, 2004) adota dois métodos diferentes no seu processo, um tipológico e um indireto. Toma partido da escala macrossísmica EMS-98 (Gruntal, 1998) para proceder à classificação da vulnerabilidade da estrutura consoante a sua tipologia estrutural associa as mesmas a matrizes de probabilidade dano de forma a estimar o grau de dano associado. Esta metodologia foi aplicada no programa “RISK_UE” para a classificação de vulnerabilidade de diversas cidades europeias. Mais recentemente, em Itália 2016, introduz-se um novo programa de levantamento do estado atual e reforço sísmico de estruturas existentes que se baseia em 2 métodos distintos. O primeiro, método mecânico com vista à análise pormenorizada de qualquer tipologia estrutural e o

segundo, método híbrido, que toma partido também da escala EMS-98 na sua formulação. A explicação detalhada do mesmo remete-se para o capítulo 3 da presente dissertação visto que será o objeto de estudo da mesma.

3

METODOLOGIA A APLICAR

3.1. DESCRIÇÃO GERAL

O método escolhido como objeto de estudo na presente dissertação encontra-se em vigor em Itália na sequência da aprovação, em conselho superior de ministros de infraestruturas e transporte, do programa *SISMABONUS* de Fevereiro de 2017. Este programa faz parte da lei de estabilidade para o ano de 2018, aprovada no parlamento italiano em Dezembro de 2017. Por força da perigosidade sísmica do território Italiano e das sucessivas perdas humanas e materiais que têm sofrido ao longo dos anos, criou-se este programa que visa incentivar a população a proceder ao reforço sísmico das habitações, singulares ou coletivas. Os contribuintes que realizem intervenções para a adoção de medidas de reforço sísmico em edifícios, podem deduzir uma parcela das despesas em que incorreram nos impostos sobre os rendimentos coletáveis. As deduções têm que ser requeridas às autoridades competentes e englobam as quantias gastas durante o ano, estas podem ser distribuídas por diversos proprietários caso estejam relacionadas a intervenções realizadas em partes comuns de edifícios de condomínio. A percentagem de dedução e as regras previstas são diferentes consoante o ano em que a despesa é efetuada. São permitidas deduções mais elevadas quando a realização das intervenções resulta numa redução do risco sísmico. Para despesas ocorridas de 1 de janeiro de 2017 até 31 de dezembro de 2021, é aplicável uma dedução de 50%, que deve ser calculada limitada a um montante máximo de 96.000€ por unidade imobiliária (para cada ano) e que deve ser dividido em cinco parcelas anuais com igual valor. A dedução é maior (70 ou 80%) quando a realização das intervenções resulta na redução do risco sísmico de 1 ou 2 classes e quando a intervenção for realizada em partes comuns de edifícios de condomínio (80 ou 85%). Finalmente, quem compra um edifício num prédio demolido e reconstruído nos municípios que se situam em áreas classificadas como risco sísmico 1 ($a_g > 0,25g$), pode deduzir uma parte substancial do valor da compra em impostos (75 ou 85%, até um máximo de 96.000 euros). Nesta iniciativa é apresentado um método de avaliação de risco sísmico com diretrizes explicativas que tem por base duas vertentes distintas. A primeira consiste no chamado método convencional que se enquadra nas metodologias mecânicas com modelo pormenorizado e que se aplica a qualquer tipologia estrutural. A segunda vertente, mais conhecida por método simplificado, é apenas aplicável a edifícios de alvenaria e enquadra-se nas metodologias tipológicas.

O documento define 8 classes de risco sísmico, com risco crescente da letra A+ à G, que representam o *output* dos dois métodos supracitados - Figura 3.1



Figura 3.1 – Escala de risco sísmico (Linee Guidea, 2017)

Às classes de risco encontra-se sempre associado um grau probabilístico pelo que não é intuito deste método garantir a 100% que a estrutura não sofra danos superiores aos estados limite que se propõe assegurar. De certo modo, este programa vem unir três vertentes essenciais à reabilitação estrutural: o levantamento do estado das construções atuais, a avaliação da necessidade de reforço sísmico e, por último, a mentalização da sociedade para os riscos associados à imprevisibilidade da atividade sísmica traduzida numa escala simples e perceptível. No caso particular de edifícios, a classe de risco associada de uma unidade singular imobiliária toma valor nunca superior à classificação do edifício onde se insere, tal como o índice de segurança.

Para a determinação da classe de risco são apresentados dois parâmetros essenciais:

(i) Perda Anual Média Estimada (PAM), pode ser assimilado ao custo de reparação do dano produzido pelos eventos sísmicos que se manifestem no tempo de vida para o qual a estrutura está projetada, repartido anualmente e expresso em percentagem.

(ii) Índice de Segurança da Estrutura (IS-V), definido como a razão entre a aceleração de pico do solo de capacidade da estrutura, *Capacity Peak Ground Acceleration* (PGA_C) e a aceleração de pico do solo de projeto do local onde se insere a estrutura *Design Peak Ground Acceleration* (PGA_D).

3.1.1. MÉTODO CONVENCIONAL

A *Norme Tecnica per le Costruzioni* (NTC) define dois estados limite de serviço (ELS) e dois estados limite últimos (ELU) associados à ação sísmica:

- Estados Limite de Serviço:

- 1) Estado Limite de Operacionalidade (ELO): a estrutura no seu complexo, incluindo elementos estruturais e não estruturais ou equipamentos relevantes à sua função, não apresenta danos relevantes que provoquem uma interrupção significativa do seu uso;
- 2) Estado Limite de Dano (ELD): a estrutura no seu complexo, incluindo elementos estruturais e não estruturais ou equipamentos relevantes à sua função, sofre algum dano, mas não coloca em risco a vida dos utentes nem compromete significativamente a sua resistência e rigidez face às ações verticais e horizontais, mantendo-se imediatamente funcional, mesmo que alguns equipamentos tenham sido afetados parcialmente num dado momento;

- Estados Limite Últimos:

3) Estado Limite de salvaguarda da Vida (ELV): após o evento sísmico a estrutura sofre roturas locais/colapso dos elementos não estruturais e apresenta dano severo nos elementos estruturais, contudo, conserva resistência e rigidez suficientes para resistir às ações verticais e uma margem de segurança da resistência que impeça o colapso devido a ações horizontais;

4) Estado Limite de prevenção de Colapso (ELC): após o evento sísmico, a estrutura apresenta graves roturas locais/colapso de elementos não estruturais e dano muito grave nos elementos estruturais. Ainda assim, garante uma margem de segurança de resistência às ações verticais e uma margem reduzida de segurança da resistência face ao colapso devido a ações horizontais.

Para além dos 4 estados previamente referidos, que se consideram condicionantes, indicam-se também o estado limite de demolição/reconstrução (ELR) e o de início de dano (ELID) que têm carácter secundário. A cada estado limite encontra-se associado uma ação sísmica de projeto e um custo de reconstrução que foram obtidos através de levantamentos de dano pós sismo, estabelecendo relações entre a probabilidade de excedência dos sismos ocorridos com o dano médio observado nas estruturas. A probabilidade de excedência (P_R) no período de referência, T_L , à qual se individualiza a ação sísmica referente a cada estado limite encontra-se representada na seguinte tabela.

Tabela 3.1 – Tabela síntese de probabilidades de excedência relacionadas a cada estado limite (NTC, 2008)

Estado Limite		P_R : Probabilidade de excedência no período de referência T_L
Serviço	ELO	81%
	ELD	63%
Último	ELV	10%
	ELC	5%

Utilizando as expressões que se seguem, determinam-se os valores do período de retorno de projeto e, consequentemente, as frequências anuais associadas aos valores de probabilidade de excedência, sendo que se podem assumir diferentes tempos de vida estrutural, T_L . O tempo de referência para estruturas correntes toma valor de 50 anos.

$$T_{RD} = - \frac{T_L}{\ln(1-P_R)} \quad (3.1)$$

$$\lambda_{ELi} = \frac{1}{T_{RD}} \quad (3.2)$$

Tabela 3.2 – Tabela de caracterização da ação sísmica associada aos estados limite

Estado Limite	P_R	T_{RD} [anos]	λ	CR
ELID	99%	10	10,00%	0%
ELO	81%	30	3,33%	7%
ELD	63%	50	2,00%	15%
ELV	10%	475	0,21%	50%
ELC	5%	975	0,10%	80%
ELR	$\leq 5\%$	$+\infty$	0%	100%

Encontram-se assim definidas as exigências de desempenho que vão condicionar a estrutura em análise. O método convencional atribui à estrutura uma classe de risco relativa ao parâmetro económico PAM e outra ao índice de segurança IS-V. Para a determinação do parâmetro PAM é necessário calcular o valor aceleração de pico de capacidade da estrutura que induz os estados limites supracitados. Esta fase é realizada através de uma análise estática não linear (*Pushover*) que tem como finalidade determinar a curva de capacidade e, posteriormente, os pontos de desempenho sísmico da estrutura. A análise *Pushover* é uma análise estática não linear que permite avaliar com uma maior precisão os mecanismos plásticos que se irão gerar e o desempenho estrutural face a uma ação sísmica. Ao contrário das análises lineares, é possível através desta análise, prever o comportamento local e global pós cedência dos elementos estruturais. De um modo muito simplificado, este método consiste na aplicação de uma ação horizontal lateral (carregamento ou deslocamento) de uma forma incremental até ao colapso da estrutura, obtendo a relação entre força de corte basal e o deslocamento (drift global), mais comumente designada por curva de capacidade – Figura 3.2.

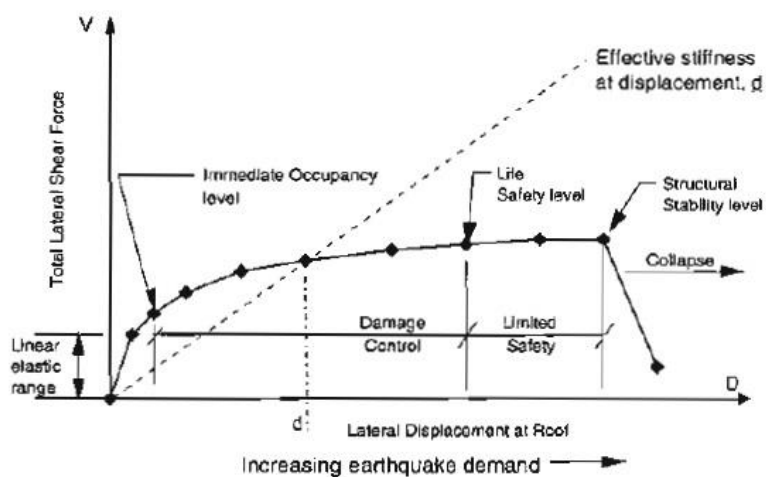


Figura 3.2 – Exemplo de curva de capacidade (ATC-40)

A cada ponto assinalado na curva de capacidade, corresponde um determinado tipo de evento que pode ser, por exemplo, a cedência de um respetivo elemento estrutural ou a indicação de uma rotura por corte de um elemento, entre outros. Podem-se definir os estados limite correspondentes a cada nível de dano sucessivo estabelecendo critérios de aceitação como por exemplo a rotação máxima permitida para cada estado e/ou critérios de plastificação dos materiais.

Para se obter o ponto de desempenho da estrutura dada uma determinada ação sísmica, requer-se que se transforme a curva de capacidade ponto por ponto ($d; V_b$) numa curva de capacidade espectral ($S_a; S_d$) para, de seguida, se confrontar a mesma com o espectro de resposta através das seguintes expressões:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \Phi_{i1} / g}{\sum_{i=1}^n W_i \Phi_{i1}^2 / g} \quad (3.3)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n W_i \Phi_{i1} / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^n W_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^n W_i \Phi_{i1}^2 / g \right]} \quad (3.4)$$

$$S_a = \frac{V_i}{\alpha_i * W} \quad (3.5)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 * \Phi_{1,roof}} \quad (3.6)$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (3.7)$$

Sendo que:

V_i – Corte basal relativo ao deslocamento global i ;

α_i – Coeficiente de massa modal relativo ao 1º modo de vibração;

W – Peso do edifício em fase permanente;

Δ_{roof} – Deslocamento no topo do edifício;

PF_1 – fator de participação modal;

$\Phi_{1,roof}$ – amplitude do primeiro modo de vibração no topo do edifício;

n – Número de pisos;

S_a – Aceleração espectral;

S_d – Deslocamento espectral;

Os espectros de resposta correspondentes aos estados limite previamente explicados necessitam também de serem convertidos no formato *Acceleration Displacement Response Spectrum* (ADRS) que alteram os pontos no domínio de aceleração espectral vs. período em aceleração espectral vs. deslocamento espectral. Para tal, utiliza-se a expressão 3.7 da NP1998-1-3.3.2.2.2(4):

$$S_d(T) = S_a(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.8)$$

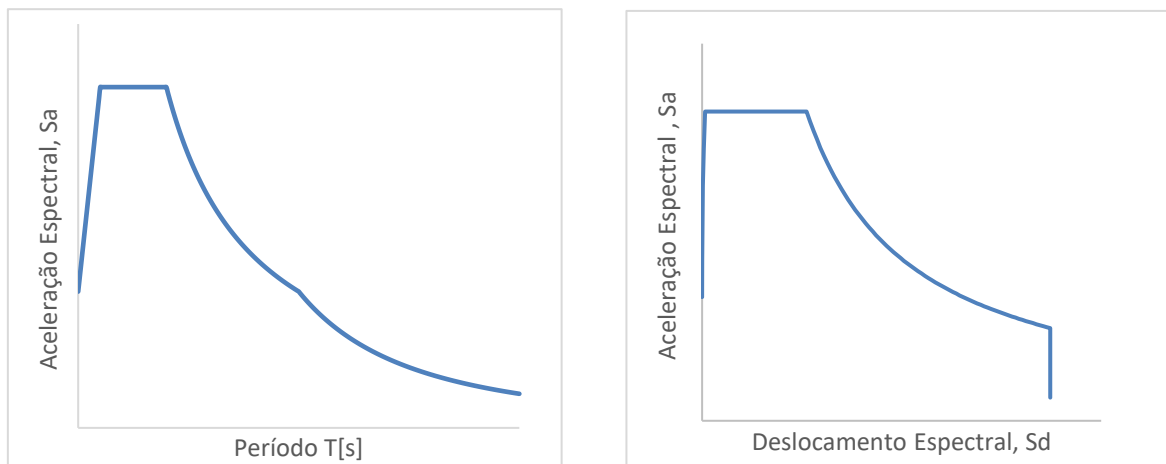


Figura 3.3 – Espectro no formato período-aceleração (à esquerda) e espectro no formato ADSR (à direita)

Na Figura 3.4, representam-se os espectros de resposta ($\xi=5\%$) que definem todos os estados limite e que serão utilizados para o cálculo dos pontos de desempenho segundo a NTC-08.

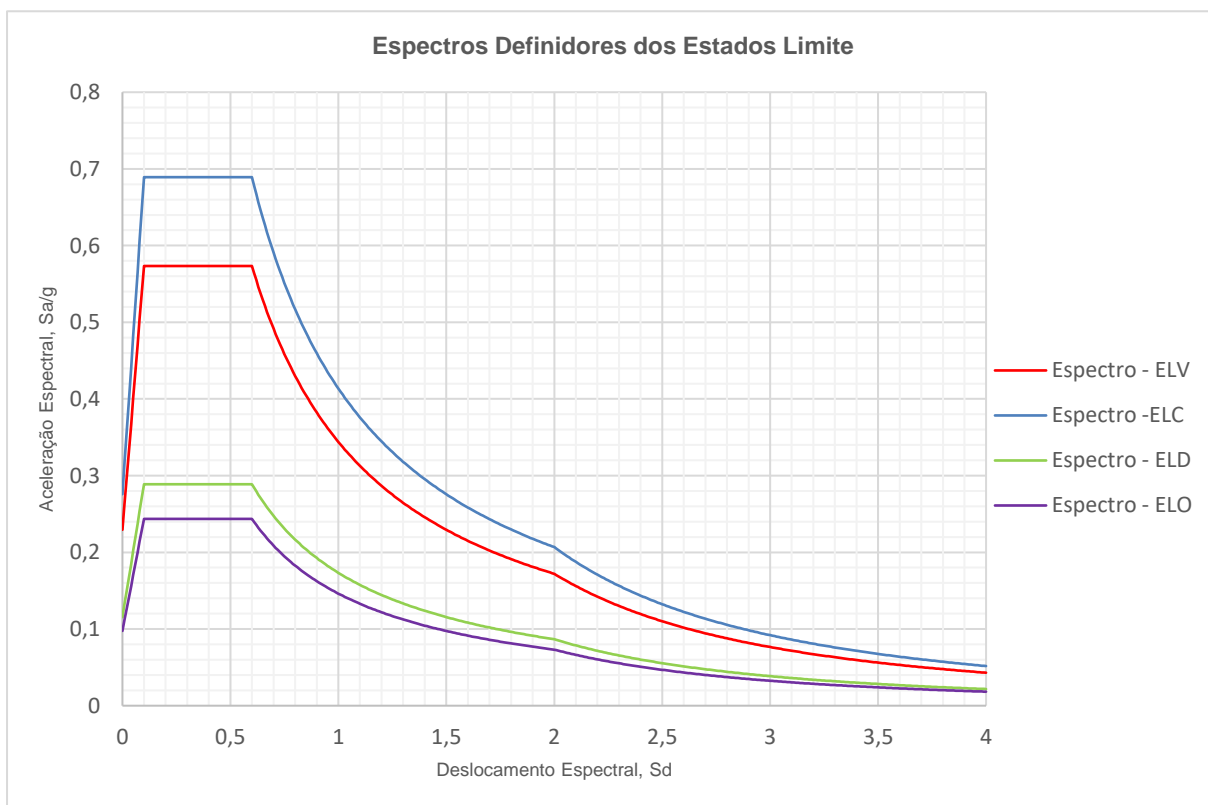


Figura 3.4 – Espectros de resposta que individualizam os estados limite

Procede-se à sobreposição de ambos os gráficos de modo a que seja possível determinar o ponto de desempenho relativo a uma ação sísmica - Figura 3.5. Na eventualidade de a interseção, entre o espectro de resposta (amortecido a 5%) e a curva de capacidade espectral, se situar na zona de regime linear encontra-se diretamente o ponto de desempenho da estrutura. Caso contrário, se a interseção se localizar em regime inelástico, assume-se um ponto no espectro de capacidade da estrutura como estimativa inicial. Com base na aceleração e deslocamento espectral desse ponto, calculam-se fatores redutores do espectro elástico que têm como objetivo ter em consideração a energia dissipada até ao ponto supracitado. Se, o espectro reduzido (aumento do amortecimento), intersecta o espectro de capacidade numa zona sensivelmente próxima do ponto de referência então encontra-se definido o ponto de desempenho, senão repete-se o mesmo processo assumindo uma estimativa inicial diferente. Este processo, preconizado na ATC-40 é o que apresenta resultados mais fiáveis apesar de se admitir alguma tolerância nas acelerações de capacidade.

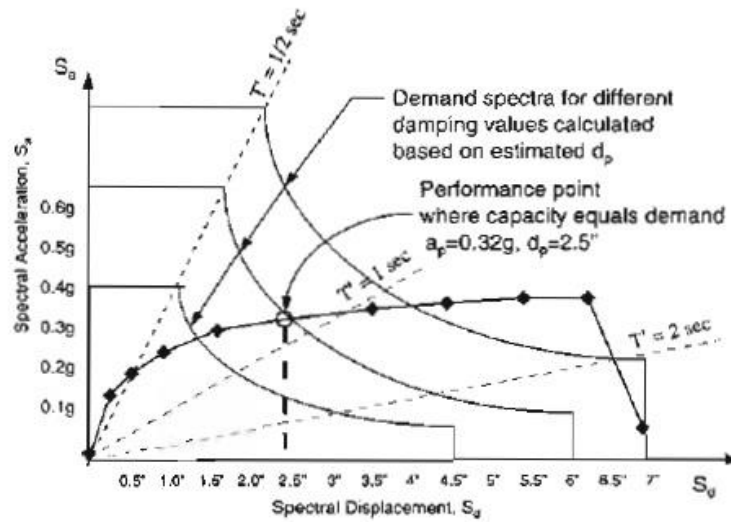


Figura 3.5 – Determinação do ponto de desempenho dada uma ação sísmica (ATC-40)

Após a obtenção das acelerações de capacidade para cada ação sísmica individualizada, calcula-se o período de retorno (de capacidade) e respetivas frequências de excedência para cada estado limite através das seguintes expressões:

$$T_{RC} = T_{RD} \left(\frac{PGAC}{PGAD} \right)^{\eta^{(1)}} \quad (3.9)$$

$$\lambda_{ELi} = \frac{1}{T_{RC}} \quad (3.10)$$

⁽¹⁾ $\eta = 1/0,49$ com $a_g > 0,25g$; $\eta = 1/0,43$ com $0,25g \geq a_g > 0,15g$; $\eta = 1/0,356$ com $0,15g \geq a_g > 0,05g$; $\eta = 1/0,34$ com $0,05g \geq a_g$

Nesta fase, é construído um gráfico da perda económica direta em função da frequência média anual de excedência através dos pontos (λ ; CR)⁽²⁾, ambos expressos em percentagem, obtidos na análise de capacidade da estrutura.

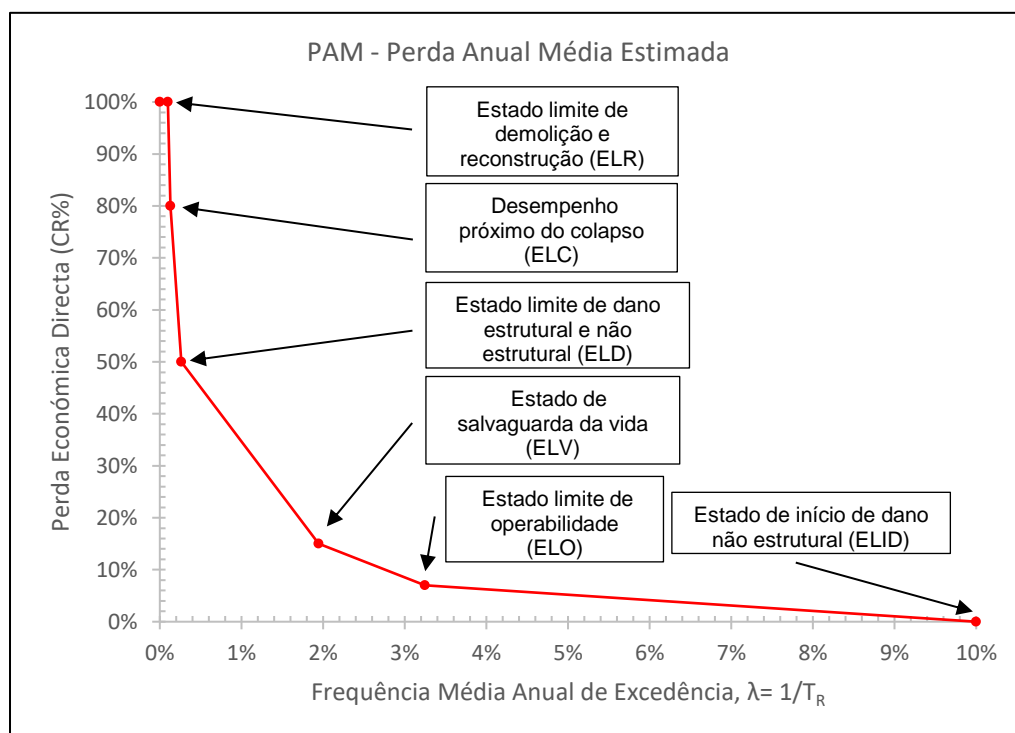


Figura 3.6 - Perda económica direta em função da frequência média anual de excedência (inverso do período de retorno) da ação sísmica que desencadeia os estados limite (Linee Guidea, 2017)

O parâmetro PAM pode ser representado pela área delimitada pelos eixos x e y com a curva representada e determina-se o seu valor numérico através da seguinte expressão:

$$PAM = \sum_{i=2}^5 \left[[\lambda(SL_{i-1}) - \lambda(SL_i)] * \frac{[CR(SL_i) + CR(SL_{i-1})]}{2} \right] + \lambda(SLC) * CR(SLR) \quad (3.11)$$

⁽²⁾ reitera-se que a fórmula apresentada é válida na condição de o período de retorno relativo ao ELD e ELO ser superior ao período de retorno do ELV. Assim sendo, assume-se que:

$$\lambda(ELD) = \max[\lambda(ELD), \lambda(ELV)]; \lambda(ELO) = \max[\lambda(ELO), \lambda(ELV)]$$

A correspondência da variável PAM com as classes de risco apresenta-se na seguinte tabela.

Tabela 3.3 – Relação do parâmetro PAM com a classe de risco associada (Linee Guidea, 2017)

Perda Média Anual esperada (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A^{+}_{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,50\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,50\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% \leq PAM$	G_{PAM}

Relativamente ao parâmetro IS-V, obtém-se o seu valor de uma forma mais expedita através da expressão 1.15 e a classe de risco pela tabela 3.4 que se apresentam de seguida.

$$IS - V (\%) = \left(\frac{PGA_C}{PGA_D} \right)_{SLV} \quad (3.12)$$

Tabela 3.4 – Relação entre o parâmetro IS-V com a classe de risco (Linee Guidea, 2017)

Índice de Segurança	Classe IS-V
$100\% \leq IS-V$	A^{+}_{IS-V}
$80\% \leq IS-V < 100\%$	A_{IS-V}
$60\% \leq IS-V < 80\%$	B_{IS-V}
$45\% \leq IS-V < 60\%$	C_{IS-V}
$30\% \leq IS-V < 45\%$	D_{IS-V}
$15\% \leq IS-V < 30\%$	E_{IS-V}
$IS-V < 15\%$	F_{IS-V}

A classificação global da estrutura é atribuída consoante a classificação mais gravosa entre as classes PAM e IS-V. A título exemplificativo, uma estrutura que apresente uma classificação C_{PAM} e B_{IS-V} , atribui-se a classe global de risco sísmico C.

3.1.1.1. O Método Convencional com Base na NTC e no EC8

Este subcapítulo destina-se ao confronto dos princípios enunciados no capítulo prévio visto ser necessário adaptar o método convencional para sua aplicação territorial generalizada. As diferenças normativas entre países pertencentes à União Europeia habitualmente não diferem muito em termos de conteúdo, aparte dos anexos nacionais que se destinam a pormenorizar particularidades territoriais. Contudo, será pertinente constatar algumas disparidades entre a NTC e o EC8.

A diferença mais evidente passa pela definição dos estados limite que regem o desempenho estrutural. Na NTC são definidos 6 estados limite de performance estrutural, enquanto que, no EC8- Parte 3 estabelecem-se apenas 3. Esta diferença tem implicações diretas nas exigências de desempenho do edificado, mas não são impeditivas para a aplicação do método convencional.

O EC8 define 3 estados fundamentais para avaliação do estado de dano das estruturas:

- Estado Limite Próximo do Colapso (NC): a estrutura apresenta danos extremos, mantendo uma resistência e rigidez residual, contudo os elementos verticais são ainda capazes de resistir às cargas verticais. A maioria dos elementos não estruturais colapsaram. A estrutura apresenta *drifts* permanentes e não apresenta capacidade para resistir a uma nova ação sísmica.

- Estado Limite de Dano Significativo (SD): a estrutura apresenta danos significantes, mantendo uma resistência e rigidez residual, contudo os elementos verticais são ainda capazes de resistir às cargas verticais. Os elementos não estruturais encontram-se danificados, contudo não ocorreram mecanismos fora do plano. A estrutura apresenta *drifts* moderados, contudo permanentes. É expectável que a estrutura não seja economicamente reabilitável.

- Estado Limite de Limitação do Dano (DL): a estrutura apresenta apenas danos ligeiros, sem plastificação relevante dos elementos estruturais que retêm as suas propriedades iniciais de resistência e rigidez. Os elementos não estruturais podem apresentar um estado difuso de fendilhação que pode ser economicamente reparável. Não existem *drifts* permanentes e de um modo global não será necessário reforço.

Qualitativamente existem algumas diferenças com os estados definidos pela NTC, como por exemplo, o fato de o estado de colapso do EC8 explicitar que a estrutura já não apresenta resistência face a ações horizontais enquanto que, na NTC, ainda apresenta uma resistência residual para as mesmas. Estes tipos de diferenças podem ser mais tarde fundamentadas em ambas as normas na definição da ação sísmica que induz os estados associados. Tomando o mesmo exemplo comparativo, o período de retorno da ação sísmica que desencadeia o estado limite próximo do colapso (EC8) toma valor de 2475 anos ($P_R=2\%$) enquanto que o estado limite de colapso (NTC) apresenta valor de 975 anos ($P_R=5\%$). Uma ação sísmica com uma probabilidade de excedência de 2% apresenta valores de acelerações de pico de solo superiores quando comparado com uma probabilidade de 5%, o que se traduz EC8 por já não considerar uma resistência residual que faça face a ações horizontais, vice-versa para a NTC.

Apresenta-se na seguinte tabela um resumo comparativo de ambas as normas.

Tabela 3.5 - Definição dos estados limite segundo o EC8 e a NTC

	Fase	Estado Limite	T _L [anos]	T _R [anos]	P _R
Eurocódigo 8	Dimensionamento	Não Ocorrência de Colapso (Non Collapse Requirement)	50	475	10%
		Limitação de Dano (Damage Limitation Requirement)	10	95	10%
	Avaliação de Desempenho e Reabilitação	Próximo do Colapso (Near Collapse)	50	2475	2%
		Dano Significativo (Significant Damage)	50	475	10%
		Limitação de Dano (Damage Limitation)	50	225	20%
Norme Tecnichi per le Costruzioni	Dimensionamento	Salvaguarda de Vida (ELV)	≥ 50	475	10%
		Limite de Dano (ELD)		50	63%
	Avaliação de Desempenho e Reabilitação	Reconstrução (ELR)	≥ 50	975	≤0%
		Colapso (ELC)		975	5%
		Salvaguarda de Vida (ELV)		475	10%
		Limite de Dano (ELD)		50	63%
		Operacionalidade (ELO)		30	81%
		Início de Dano (ELID)		10	99%

Na NTC-08 a ação sísmica encontra-se definida em tabelas que apresentam os valores de a_{gr} dependentes do zonamento sísmico considerando variados períodos de retorno. Já no EC8 – Quadro NA.I. o espectro de resposta foi desenvolvido apenas para ações sísmicas que apresentam uma probabilidade de excedência P_R igual a 10% com um período de retorno de referência, T_R , de 475 anos, visto que é a ação que condiciona o dimensionamento. Deste modo é necessário converter as acelerações de pico de referência para acelerações de pico cujos períodos de retorno, T_R , sejam os associados aos estados limite requeridos, aplicando as expressões 1.16 e 1.17 da NP1998-1-2.1.4 (Nota):

$$Y_I \sim \left(\frac{T_{RL}}{T_R} \right)^{-1/k} \text{ com } k = 3 \quad (3.13)$$

$$a_{gr}(P_L) = a_{gr}(P_{LR}) * Y_I \quad (3.14)$$

3.1.2. MÉTODO SIMPLIFICADO

Alternativo ao método convencional e limitado a estruturas em alvenaria, propõe-se o método simplificado cuja aplicação é mais expedita. Este método enquadra-se nas metodologias tipológicas, pelo que, tem uma componente probabilística mais elevada do que o método convencional visto que se

baseia em técnicas que foram desenvolvidas empiricamente. Ao contrário do método anterior, o método simplificado pode ser aplicado diretamente durante a fase de inspeção e diagnóstico sendo que, na sua avaliação final, apenas apresenta como variável o parâmetro PAM.

Inicialmente e, consoante as características do edifício, determina-se a classe de vulnerabilidade associada com base no quadro definido na Escala Macrossísmica Europeia (EMS-98) – Tabela 3.6.

São descritos 7 tipos de edifícios em alvenaria (com base na estrutura vertical) e atribuí uma classe de vulnerabilidade média de V_6 a V_1 , com vulnerabilidade crescente de 1 a 6. Esta proposta de classificação individualiza, para cada tipologia e cada classe de vulnerabilidade, o valor mais credível (representado com um círculo) e a dispersão em torno do mesmo, expresso com os valores mais prováveis (a traço contínuo) e menos prováveis ou excepcionais (a tracejado).

Tabela 3.6 - Quadro de classe de vulnerabilidade tipológica, adaptado de EMS-98.

Tipologia Estrutural		Classe de Vulnerabilidade					
		V_6	V_5	V_4	V_3	V_2	V_1
Alvenaria	Alvenaria de pedra irregular e solta	○					
	Adobe	○	—				
	Alvenaria de pedra (aparelhada)	○	—				
	Alvenaria de pedra aparelhada (silhares)		○	—			
	Alvenaria de blocos de betão/tijolo (não reforçada)	○	—				
	Alvenaria com pavimentos de alta rigidez		○	—			
	Alvenaria reforçada e/ou confinada			○	—		

○ Classe Provável — Classe Atingível - - - - - Classe Atingível em casos raros

A avaliação da classe de vulnerabilidade é indispensável para a determinação da classe de risco sísmico do edifício em estudo com base no método simplificado. Após a atribuição da classe com valor mais realístico para a tipologia estrutural é necessário proceder à inspeção e diagnóstico do edificado com o intuito de identificar patologias que condicionem o desempenho estrutural. Estas patologias vão aumentar a classe de vulnerabilidade dependendo da sua natureza. De um modo geral, encontram-se previstas 3 tipos de patologias passíveis de serem identificadas:

- Presença de um elevado grau de degradação/dano na estrutura;
- Insuficiente qualidade construtiva para o grau de desempenho expectável;
- Levantamento de peculiaridades com potencial de desencadear mecanismos locais de colapso.

Tabela 3.7 - Tabela explicativa dos mecanismos locais que agravam a classe de vulnerabilidade

TIPOLOGIA ESTRUTURAL		PORMENORES CARACTERÍSTICOS DA TIPOLOGIA ESTRUTURAL	CLASSE MÉDIA DE VULNERABILIDADE GLOBAL	POSSIBILIDADE DE MECANISMO LOCAL	PATOLOGIAS CONDICIONANTES DA VULNERABILIDADE LOCAL/GLOBAL	MUDANÇA DE CLASSE
	INERTE/MALHA DE PAREDE					
ALVENARIA	Pedra Irregular e Solta	→ Ligante de má qualidade e/ou ausente; → Elementos horizontais estruturais em madeira caracterizados por limitada rigidez e/ou resistência no próprio plano e insuficiente rigidez de ligação às paredes resistentes;	V ₆			
	Adobe	→ Elementos horizontais estruturais em madeira caracterizados por limitada rigidez e/ou resistência no próprio plano e insuficiente rigidez de ligação às paredes resistentes; → Eventual presença de pavimento em madeira;	V ₆			
	Pedra (Aparelhada)	→ Embricamento que contribua para o aumento de resistência; → Elementos horizontais estruturais em madeira caracterizados por limitada rigidez e/ou resistência no próprio plano e insuficiente rigidez de ligação às paredes resistentes;	V ₅	Rebatimento da Parede	→ Má qualidade construtiva → Elevado grau de dano ou degradação → Resposta estrutural não atende a ações horizontais → Incorrecta fixação dos painéis de parede → Incorrecta fixação dos elementos horizontais estruturais às paredes	V ₅ para V ₆
	Pedra Aparelhada (Silhares)	→ Elementos horizontais estruturais em madeira caracterizados por limitada rigidez e/ou resistência no plano médio e insuficiente rigidez de ligação às paredes resistentes;	V ₅		→ Aberturas de grandes dimensões na presença de nêmbos de reduzida dimensão	
	Blocos de Pedra para aplicação a monumentos	→ Elementos horizontais estruturais em madeira caracterizados por limitada rigidez e/ou resistência no plano médio e insuficiente rigidez de ligação às paredes resistentes;	V ₄	Mecanismo parcial ou planar	→ Presença de numerosos espaços vazios que reduzem significativamente a área resistente da alvenaria → Paredes de elevadas dimensões (altura e largura) cujo contraventamento se demonstra insuficiente	V ₄ para V ₅
	Alvenaria com Pavimento de Elevada Rigidez	→ Funcionamento estrutural "em caixa"; → Elementos horizontais estruturais em betão armado caracterizados por uma elevada rigidez no plano médio e bem ligados à alvenaria;	V ₄	Rebatimento da Parede Mecanismo parcial ou planar	→ Má qualidade construtiva → Elevado grau de dano ou degradação → Incorrecta fixação dos painéis de parede → Incorrecta fixação dos elementos horizontais de suporte às paredes → Paredes duplas com caixa de ar → Ausência total ou parcial de elementos de coramento → Aberturas de grandes dimensões na presença de nêmbos de reduzida dimensão → Presença de numerosos espaços vazios que reduzem significativamente a área resistente da alvenaria → Paredes de elevadas dimensões (altura e largura) cujo contraventamento é insuficiente	V ₄ para V ₅
	Alvenaria Reforçada e/ou Confinada	→ Alvenaria de elevada qualidade, reforçada com redes ou armaduras de aço, e/ou que esteja conectada com vigas e pilares que unem as 4 paredes; → Elementos horizontais estruturais em betão armado caracterizados por elevada rigidez plano médio;	V ₃	Mecanismos devidos a, por exemplo, uma disposição errada de elementos não estruturais que reduzem a ductilidade global	→ Má qualidade construtiva → Elevado grau de dano ou degradação → Irregularidade em planta e/ou altura → Presença numerosa de elementos não-estruturais que prejudicam o comportamento global/local → Aberturas de grandes dimensões na presença de nêmbos de reduzida dimensão → Paredes de elevadas dimensões (altura e largura) cujo contraventamento é insuficiente	V ₃ para V ₄

O método prevê o aumento da classe de vulnerabilidade, definida através da escala EMS-98, propondo a Tabela 3.7 que discrimina diversas peculiaridades que prejudicam o funcionamento estrutural e, consequentemente, aumentam a vulnerabilidade da estrutura.

Por último, é necessário relacionar a escala de vulnerabilidade com a perigosidade que vem definida através do zonamento sísmico onde a estrutura se insere. Nesta fase é concretizada a relação entre a escala EMS e a escala de risco sísmico. A cada classe de risco sísmico encontra-se associada uma classe, ou um intervalo de duas classes, de vulnerabilidade e um zonamento sísmico.

Em Itália, estão definidas 4 zonas sísmicas que variam consoante o valor da aceleração máxima de referência:

- Zona 1: $a_g > 0,25g$
- Zona 2: $0,15g < a_g \leq 0,25g$
- Zona 3: $0,05g < a_g \leq 0,15g$
- Zona 4: $a_g \leq 0,05g$

Transpondo para a NP1998 em Portugal, temos que, a zona 3 da NTC corresponde às zonas 3,4 e 5 do EC8, a zona 4 corresponde à zona 6 e as restantes têm correspondência direta. De modo a evidenciar o tipo de método que foi utilizado (convencional ou simplificado), utiliza-se uma convenção diferente na classe de risco associada introduzindo um asterisco (A+*, ..., G*).

Tabela 3.8 - Relação do parâmetro PAM com a classe de risco, adaptado de Linee Guidea

Classe de Risco	PAM	Zona 1	Zona 2 e 3	Zona 4 e 5	Zona 6
A+*	$PAM \leq 0,50\%$				$V_1 \div V_2$
A*	$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$			$V_1 \div V_2$	$V_3 \div V_4$
B*	$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	V_1	$V_1 \div V_2$	V_3	V_5
C*	$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	V_2	V_3	V_4	V_6
D*	$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	V_3	V_4	$V_5 \div V_6$	
E*	$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	V_4	V_5		
F*	$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	V_5	V_6		
G*	$7,5\% \leq PAM$	V_6			

3.1.3. REDUÇÃO DO RISCO SÍSMICO

Ambos os métodos supracitados podem ser aplicados para se obter uma classificação de risco sísmico de um edifício existente, com a limitação do método simplificado a estruturas em alvenaria. Contudo, de forma a mitigar o risco e de forma a beneficiar das vantagens previstas no programa fiscal *SISMABONUS* fica implícito no método que se realize uma intervenção que reduza a vulnerabilidade estrutural. Esta redução de classe de risco implica que se aplique um dos métodos em duas fases, antes e pós intervenção, sendo que é de carácter obrigatório a aplicação do mesmo método em ambas. Por serem duas metodologias que diferem em termos de contexto científico será expectável obter classes de risco distintas caso se apliquem os dois métodos na mesma estrutura existente. Porém, não significa que um dos métodos seja mais ou menos completo do que o outro, é apenas porque aplicam metodologias diferentes logo será de antecipar resultados diferentes.

A aplicação do método convencional e eventual redução da classe de risco, comprova-se facilmente com a situação pré e pós reforço. Basta constatar que a estrutura pós intervenção obtém uma melhoria significativa do parâmetro IS-V e um decréscimo do parâmetro PAM que impliquem uma mudança de classe de 1 ou mais níveis. Sem prejuízo do ponto anterior, é necessário ter em consideração que um melhoramento do desempenho global da estrutura apenas é atingido após ações de reforço que previnam o aparecimento de mecanismos locais. Relativamente ao método simplificado, requer que se faça um levantamento das medidas de reforço que foram adotadas com o auxílio da Tabela 3.9 que se apresenta de seguida.

Tabela 3.9 - Tabela de redução do risco sísmico pelo método simplificado (Linee Guidea, 2017)

TIPOLOGIA ESTRUTURAL		INTERVENÇÃO DE REFORÇO LOCAL	FINALIDADE DA INTERVENÇÃO	MUDANÇA DE CLASSE
ALVENARIA	INERTE/MALHA DE PAREDE			
	Pedra Irregular e Solta	Não Aplicável		V ₆
	Adobe			
	Pedra (Aparelhada)	→ Restauro das zonas danificadas ou degradadas; → Restauro das ligações dos painéis de parede aos elementos horizontais; → Estabilização das paredes de elevada dimensão (largura e altura); → Eliminação de forças horizontais que provocam roturas para fora do plano dos painéis de parede <i>Outras intervenções possíveis sem carácter obrigatório:</i> → Redução de aberturas de elevada dimensão (sobretudo se as aberturas se localizam na separação de nembos de pequena dimensão)	→ Alcançar um comportamento global regular e "em caixa"; → Adiar o desencadeamento dos mecanismos locais e/ou fora do plano, promovendo os mecanismos globais da estrutura;	V ₆ para V ₅
	Blocos de Pedra para aplicação a monumentos	→ Restauro das zonas danificadas ou degradadas; → Restauro das ligações dos painéis de parede aos elementos horizontais; → Estabilização das paredes de elevada dimensão (largura e altura); → Eliminação de forças horizontais que provocam roturas para fora do plano dos painéis de parede <i>Outras intervenções possíveis sem carácter obrigatório:</i> → Redução de aberturas de elevada dimensão (sobretudo se as aberturas se localizam na separação de nembos de pequena dimensão)	→ Alcançar um comportamento global regular e "em caixa"; → Adiar o desencadeamento dos mecanismos locais e/ou fora do plano, promovendo os mecanismos globais da estrutura;	V ₅ para V ₄
	Pedra Aparelhada (Silhares)	→ Restauro das zonas danificadas ou degradadas; → Fixação de elementos não estruturais	→ Alcançar um comportamento global regular e "em caixa"; → Reduzir ao mínimo o risco de dano em elementos não estruturais;	V ₄ para V ₃
		→ Restauro das zonas danificadas ou degradadas; → Restauro das ligações dos painéis de parede aos elementos horizontais; → Estabilização das paredes de elevada dimensão (largura e altura); → Eliminação de forças horizontais que provocam roturas para fora do plano dos painéis de parede; <i>Outras intervenções possíveis sem carácter obrigatório:</i> → Redução de aberturas de elevada dimensão (sobretudo se as aberturas se localizarem na separação de nembos de pequena dimensão)	→ Alcançar um comportamento global regular e "em caixa"; → Adiar o desencadeamento dos mecanismos locais e/ou fora do plano, promovendo os mecanismos globais da estrutura;	V ₆ para V ₅
		→ Restauro das zonas danificadas ou degradadas; → Fixação de elementos não estruturais	→ Alcançar um comportamento global regular e "em caixa"; → Reduzir ao mínimo o risco de dano em elementos não estruturais;	V ₄ para V ₃
		→ Restauro das zonas danificadas ou degradadas; → Estabilização das ligações dos painéis de parede com as caixas de ar; → Estabilização das paredes de elevada dimensão (largura e altura); → Eliminação de forças horizontais que provocam roturas para fora do plano dos painéis de parede; <i>Outras intervenções possíveis sem carácter obrigatório:</i> → Redução de aberturas de elevada dimensão (sobretudo se as aberturas se localizam na separação de nembos de pequena dimensão)	→ Alcançar um comportamento global regular e "em caixa"; → Garantir uma adequada redistribuição das ações horizontais entre os painéis de parede; → Adiar o desencadeamento dos mecanismos locais e/ou fora do plano, promovendo os mecanismos globais da estrutura;	V ₅ para V ₄
	Alvenaria com Pavimento de Elevada Rigidez	→ Restauro das zonas danificadas ou degradadas; → Fixação de elementos não estruturais	→ Alcançar um comportamento global regular e "em caixa"; → Reduzir ao mínimo o risco de dano em elementos não estruturais;	V ₄ para V ₃
	Alvenaria Reforçada e/ou Confinada	→ Restauro de zonas danificadas ou degradadas; → Estabilização das paredes de elevada dimensão (largura e altura); <i>Outras intervenções possíveis sem carácter obrigatório:</i> → Redução de aberturas de elevada dimensão (sobretudo se as aberturas se localizam na separação de nembos de pequena dimensão)	→ Alcançar um comportamento global regular e "em caixa"; → Adiar o desencadeamento dos mecanismos locais e/ou fora do plano, promovendo os mecanismos globais da estrutura;	V ₄ para V ₃
		→ Restauro das zonas danificadas ou degradadas; → Fixação de elementos não estruturais	→ Alcançar um comportamento regular da estrutura; → Reduzir ao mínimo o risco de dano em elementos não estruturais;	V ₃ para V ₂

Após o levantamento do reforço idealizado, aplica-se de novo o método simplificado e como se comprova pelo quadro anterior, a classe de vulnerabilidade irá apresentar uma melhoria face à inicial, consoante as medidas aplicadas. Pressupõe-se que as modificações têm sempre carácter local e que não podem alterar o funcionamento global da estrutura. No método assume-se também que, relativamente às estruturas em pedra irregular ou *adobe*, qualquer alteração irá necessariamente alterar o comportamento global da mesma, pelo que, não é possível a redução da classe de vulnerabilidade.

3.2. DESENVOLVIMENTO DE FOLHA DE CÁLCULO

Desenvolveram-se duas folhas de cálculo em *Excel* que permitem tornar a aplicação do método convencional de uma forma expedita. A primeira, visa proceder ao cálculo dos espectros de resposta para qualquer amortecimento, tempo de retorno ou zonamento sísmico. A segunda, procede à execução do método convencional para a obtenção da classe de risco sísmico inerente ao caso de estudo.

Na Figura 3.7 apresenta-se a primeira folha de geração de espectros que, a título exemplificativo, procede à conversão das acelerações de pico de referência ($T_R=475$ anos) para acelerações de pico de uma ação sísmica com período de retorno, T_R , de 50 anos com valores de amortecimento variável inserida na zona sísmica 1.3 do EC8.

INPUT	
Zona Sísmica	1.3
ξ_1 (%)	5
ξ_2 (%)	10
ξ_3 (%)	15
ξ_4 (%)	20
Terreno	C1
T_R [anos]	50

OUTPUT	
P_R [%]	63%
a_g [ms^{-2}]	0,71
S	1,6
T_B [s]	0,1
T_C [s]	0,6
T_D [s]	2
η_1	1,00
η_2	0,82
η_3	0,71
η_4	0,63
γ	0,47

Acção Sísmica Parametrizável			
Zona Sísmica	a_g	Zona Sísmica	a_g
1.1	1,18	2.1	1,18
1.2	0,94	2.2	0,94
1.3	0,71	2.3	0,80
1.4	0,47	2.4	0,52
1.5	0,28	2.5	0,38
1.6	0,35	-	-

Acção Sísmica Base $T_R=475$, $PR=10\%$, $TL=50$			
Zona Sísmica	a_g	Zona Sísmica	a_g
1	2,50	1	2,50
2	2,00	2	2,00
3	1,50	3	1,70
4	1,00	4	1,10
5	0,60	5	0,80
6	0,35	-	-

Sismo Tipo 1				
Tipo de Terreno	S	T_B	T_C	T_D
A1	1,00	0,10	0,60	2,00
B1	1,35	0,10	0,60	2,00
C1	1,60	0,10	0,60	2,00
D1	2,00	0,10	0,80	2,00
E1	1,80	0,10	0,60	2,00

Sismo Tipo 2				
Tipo de Terreno	S	T_B	T_C	T_D
A2	1,00	0,1	0,25	2,0
B2	1,35	0,1	0,25	2,0
C2	1,60	0,1	0,25	2,0
D2	2,00	0,1	0,30	2,0
E2	1,80	0,1	0,25	2,0

Figura 3.7 - Exemplo de aplicação da folha de cálculo desenvolvida

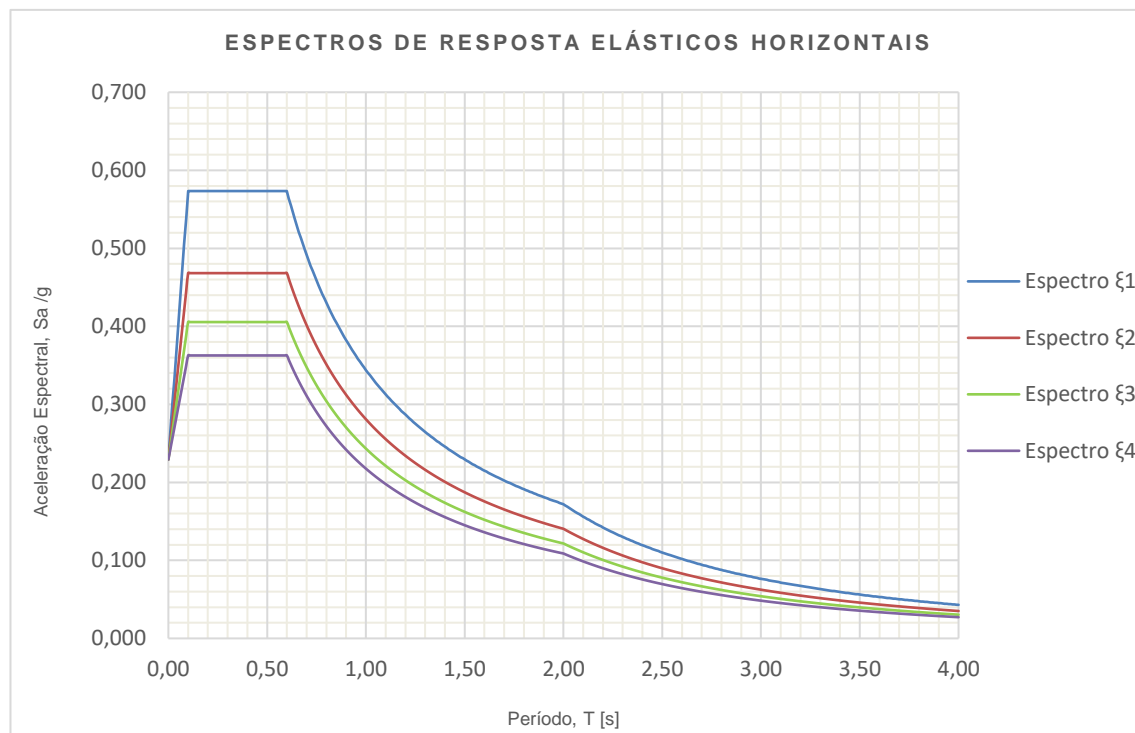


Figura 3.8 – Espectros de resposta gerados pela folha de cálculo

Na mesma folha é automaticamente gerado o espectro no formato ADRS, necessário para a obtenção dos pontos de desempenho da estrutura como se irá demonstrar no Capítulo 4.

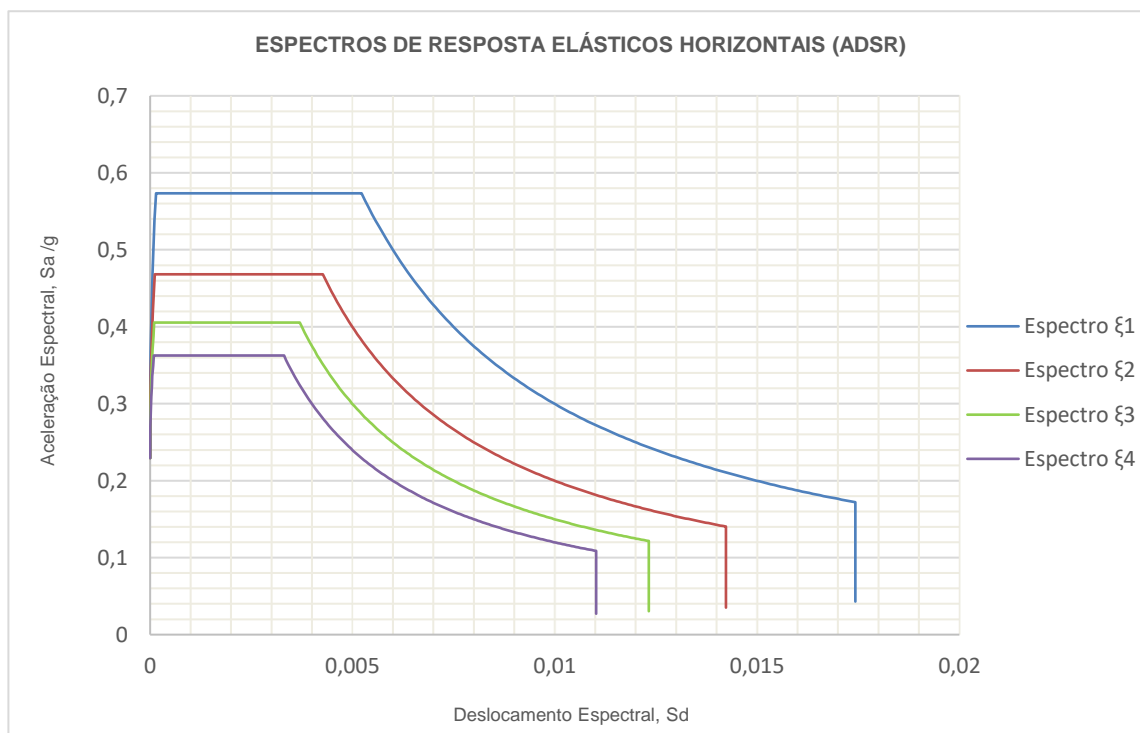


Figura 3.9 – Espectros de resposta no formato ADRS

A segunda folha encontra-se representada na Figura 3.10, gera automaticamente o gráfico PAM e atribui automaticamente a classe de risco associada ao edifício.

Apenas se requer que se introduzam as acelerações de capacidade dos estados limite de salvaguarda de vida e dano, o tempo de referência T_R e a aceleração de pico do solo preconizada no Quadro NA.I da NP1998-1 correspondente à zona sísmica onde se insere o caso em estudo. Automaticamente, a folha determina todos os parâmetros necessários, representando o gráfico PAM e a classificação de risco sísmico como se pode observar na seguinte figura.



Figura 3.10 – Folha de cálculo para aplicação do método convencional

4 CASO DE ESTUDO

4.1. DESCRIÇÃO GERAL

O caso de estudo que irá ser apresentado foi disponibilizado pela empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia. Com vista à caracterização e avaliação dos elementos estruturais do edifício, foi solicitado à empresa BuildGest – Inspeção e Diagnóstico, a elaboração de um relatório de inspeção que foi utilizado na presente dissertação como base da caracterização geométrica e material do edifício existente.

O edifício encontra-se localizado na região de Lisboa e numa avaliação preliminar estima-se que terá sido construído pós-terramoto de 1755 e trata-se de um edifício tipicamente pombalino.

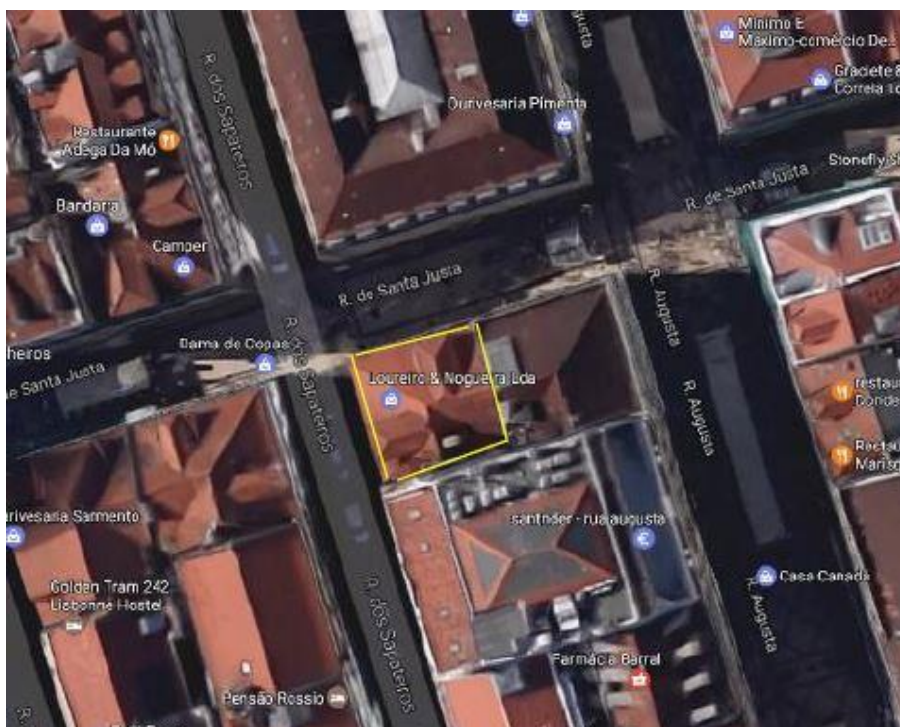


Figura 4.1 – Imagem aérea da localização do edifício, retirado de Google Earth



Figura 4.2 - Vista da fachada do edifício, retirado de relatório de inspeção (BuildGest)

O edifício em estudo é constituído por um piso enterrado, um piso térreo (à cota da Rua de Santa Justa/Rua dos Sapateiros), três pisos elevados e cobertura com duas mansardas. A área de implantação é de cerca de 170 m². Em termos de ocupação funcional, desempenha funções predominantemente residenciais aparte da cave e piso térreo que foram transformadas em zonas comerciais.

A tipologia construtiva dos edifícios da época pombalina, caracteriza-se por uma estrutura constituída por paredes exteriores espessas em alvenaria de pedra, em fachadas e empenas, e por com estrutura mista de alvenaria e madeira, em interiores, complementadas pelas restantes paredes interiores em tabique. As paredes mistas de alvenaria e madeira, normalmente designadas por paredes de frontal, fazem parte dos elementos característicos do período pombalino e eram utilizadas como sistema estrutural antissísmico, também designado por gaiola pombalina.

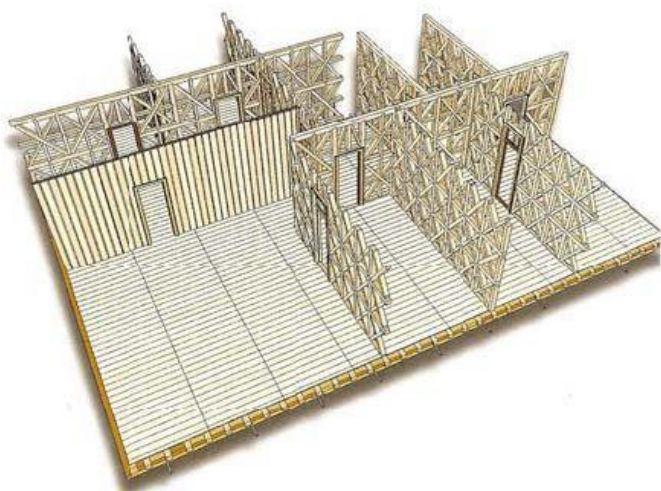


Figura 4.3 - Representação da estrutura típica pombalina e exemplo de parede de frontal degradada (Appleton, 2003)

As paredes exteriores são paredes em alvenaria de pedra calcária de espessura compreendida entre 1,20 m e 0,80 m, variando consoante a altura do edifício.

A grande espessura destas paredes pode ser explicada pelo facto de os materiais que a constituem não possuírem boas características de resistência à tração e ao corte, ao contrário do que à compressão. Assim, uma parede mais espessa, por ter elevada compressão e peso, torna-se mais estabilizadora em relação a forças horizontais e derrubantes, do que uma parede mais fina. Além deste fator, quanto maior for a sua espessura, menor é a sua esbelteza e menores os riscos de instabilização (Appleton, 2003).

As paredes interiores em tabique apenas se apresentam como paredes de compartimentação, sem relevância no desempenho estrutural. São paredes que, normalmente, apresentam 10 cm de espessura, constituídas por uma série de tábuas costaneiras verticais fixadas inferiormente no soalho e superiormente nas vigas de teto. Sobre estas, pregava-se um ripado horizontal que vai receber o reboco.



Figura 4.4 – Exemplo da constituição de uma parede em tabique (Appleton, 2005)

As sondagens de pavimento efetuadas no decorrer da ação de levantamento e inspeção permitiram identificar que o pavimento é realizado em vigamento de madeira de pinho (resinosa) unidirecional que suporta o revestimento de piso constituído por soalho (≈ 3 cm). A ligação entre pavimento e paredes exteriores encontra-se representado na Figura 4.5 (esquerda), onde se observa que as vigas se encontram embutidas nas paredes de alvenaria de pedra. Relativamente às ligações com paredes interiores (de frontal) apresenta-se também na mesma figura (à direita) um exemplo onde se verifica que as vigas de pavimento se encontram apoiadas no frechal (viga superior do frontal) podendo ou não conter alguns elementos de conexão/fixação.

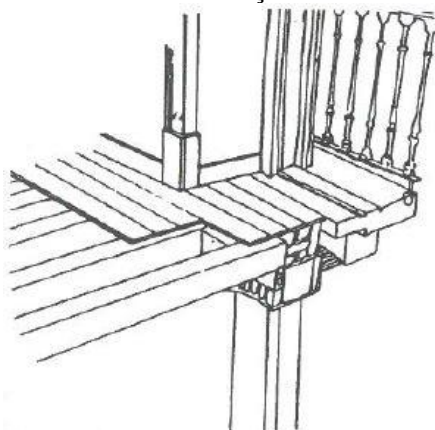


Figura 4.5- Pormenor de ligação das vigas de pavimento com frontal e paredes exteriores (Appleton, 2003)

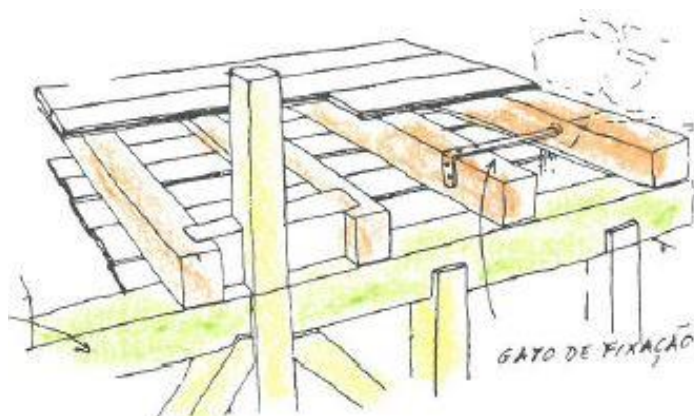


Figura 4.6 – Pormenor de ligação do pavimento com os frechais (Mascarenhas, 2005)

A cobertura típica dos edifícios pombalinos é constituída por uma estrutura triangular em madeira. A estrutura do telhado era constituída por madres de madeira aparelhada com secções variáveis, paralelas à fachada. Estas madres descarregam sobre os prumos e escoras, que existiam na continuidade das paredes de frontal, Appleton (2005).

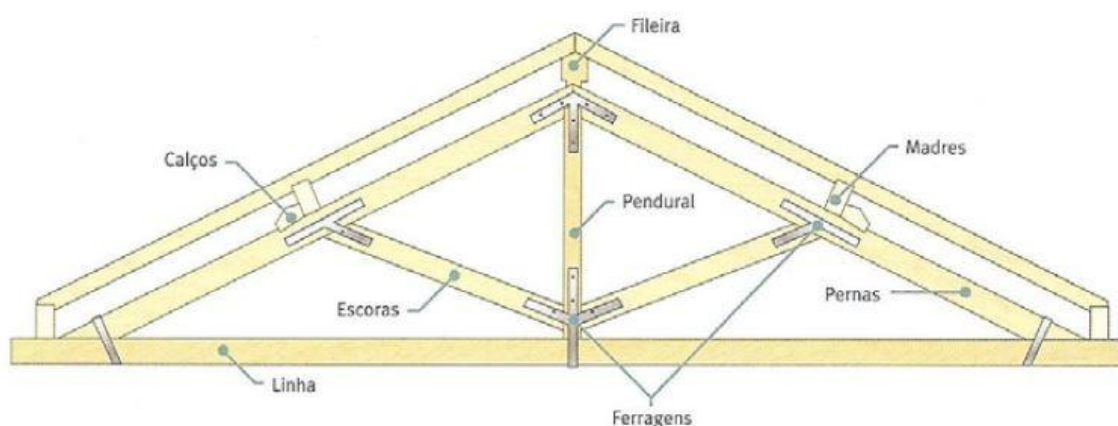


Figura 4.7 – Ilustração da estrutura triangular da cobertura (Appleton, 2005)



Figura 4.8 – Imagem exemplificativa de uma estrutura real da cobertura (Appleton, 2005)

A infraestrutura original do edifício pressupõe-se que esteja em concordância com a ilustração da Figura 4.9 que representa a maioria dos sistemas aplicados na época construtiva do caso de estudo, contudo as diversas intervenções que decorreram no passado não permitem apurar uma caracterização atual pormenorizada por falta de documentação precisa.

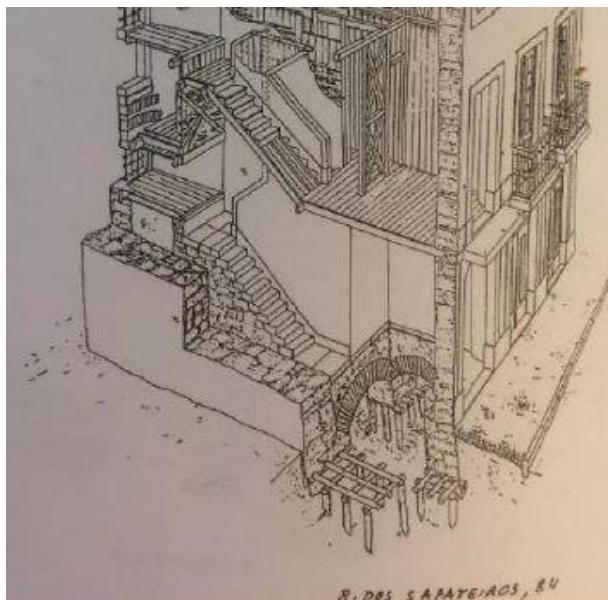


Figura 4.9 - Ilustração do sistema de fundações em abóbada com estacaria de madeira (Mascarenhas, 2003)

Através do levantamento efetuado foram produzidas as plantas estruturais que, a título exemplificativo, será apenas apresentada na Figura 4.10, a planta-tipo do edifício em estudo, representativa dos pisos 1,2 3 e 4.



Figura 4.10 – Planta estrutural-tipo dos pisos

Como referido anteriormente, o edifício foi alvo de diversas intervenções ao longo do tempo de vida e é de extrema importância abordar as principais alterações estruturais que se identificaram tendo em consideração a influência das mesmas no desempenho global e local da estrutura. As mais notórias são relacionadas com a abertura de uma cave que não consta do projeto original, a supressão de um pilar no piso térreo para abertura de montra e alterações da compartimentação original do espaço (remoção de painéis de frontal), especialmente no piso térreo e no 1º piso.

Com a recolha da documentação existente em arquivo municipal, comprovou-se que foi executada a abertura de uma cave que não consta dos documentos de projeto inicial. Esta modificação apresenta um agravamento extremamente prejudicial no comportamento da estrutura visto que não foi executado o prolongamento e ligação da gaiola pombalina com as novas fundações. As paredes de frontal perdem continuidade, deixando de apresentar o funcionamento expectável em paredes desta natureza.

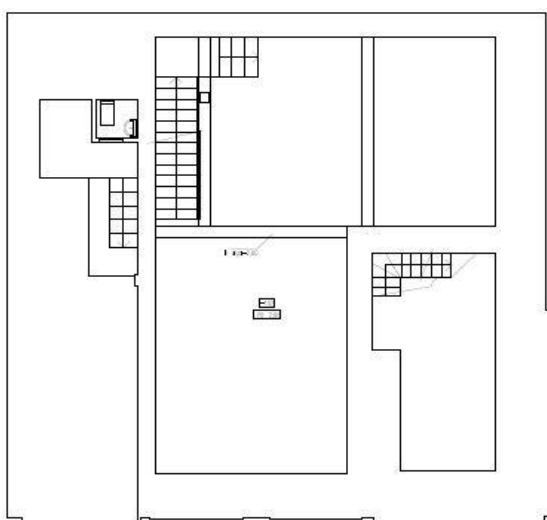


Figura 4.12 - Planta atual da cave

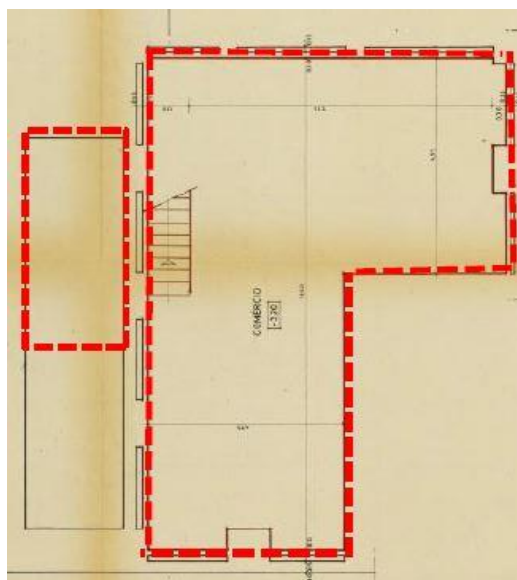


Figura 4.11 - Planta de alteração da cave, arquivo municipal (1978)

Observa-se também a supressão de um dos pilares de fachada para a abertura de uma montra comercial. É recorrente observar-se esta modificação em estruturas antigas, usualmente devido a motivos de mudança de ocupação funcional do piso térreo, abertura de montras ou aberturas de garagens. Este tipo de modificação estrutural tem implicações no comportamento global e local da estrutura, visto que distribuição das cargas verticais transmitidas inicialmente pelo nêmo até às fundações passa a estar interrompida na zona de remoção do pilar. A introdução de vigas metálicas de suporte, redistribuí as cargas para os pilares adjacentes o que pode vir gerar problemas de assentamentos ou de rotura de pilares porque os mesmos não foram inicialmente dimensionados para a solicitação acrescida que é imposta.



Figura 4.13 - Planta do piso térreo com identificação do local de supressão de pilar

4.2. CARACTERIZAÇÃO MATERIAL

Atendendo à complexidade inerente à definição do comportamento, em particular dos painéis de parede em alvenaria de pedra e de frontal pombalino, procedeu-se à recolha de diversos ensaios experimentais com vista a obter a melhor caracterização possível. Por ser objetivo desta dissertação proceder ao estudo do comportamento global da estrutura face a ações horizontais foram recolhidos ensaios ao corte realizados em muretes de alvenaria de pedra calcária e em paredes de frontal pombalino.

Após recolha dos resultados dos ensaios experimentais, procurou-se recriar numericamente os procedimentos no programa *SAP2000* e procedeu-se a um processo iterativo de calibração dos mesmos.

4.2.1. FRONTAL POMBALINO

A caracterização do módulo de elasticidade e da curva de comportamento das paredes de frontal apresenta-se como um processo complexo por se tratar de um elemento onde a madeira se encontra embebida no interior da alvenaria. O comportamento das juntas (superfície de contacto madeira-alvenaria) e a interação entre os dois materiais rege o comportamento das paredes, pelo que, é difícil a aproximação dos valores dos seus parâmetros para serem incluídos numa modelação. Os elementos verticais de madeira denominam-se por prumos, as travessas diagonais que compõe a cruz de S^{to} André por escoras e elementos horizontais por frechais. A estrutura em madeira dos frontais, num cenário global de gaiola pombalina, são os responsáveis pelo controlo e restrição de deformações face a ações sísmicas enquanto que a alvenaria que complementa os painéis tem uma função distributiva de cargas verticais, funcionando assim, à compressão.

Não obstante ao parágrafo anterior, procurou-se simular o comportamento do melhor modo possível e através da informação disponibilizada na bibliografia – Figura 4.14 - estimou-se a geometria dos elementos a ser utilizada no modelo global da estrutura, visto que, no decorrer da inspeção não foi possível proceder ao levantamento das suas características geométricas.

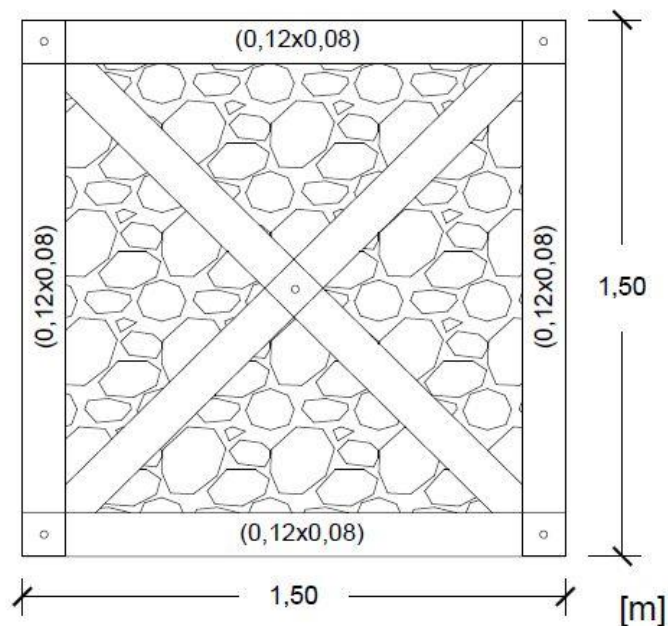


Figura 4.14 – Geometria típica aproximada de um painel de frontal

De modo a proceder ao estudo do comportamento dos painéis, recorreu-se aos dados dos ensaios experimentais realizados por Meireles (2014) onde foi executado um ensaio cíclico a duas paredes de frontal, denominadas por SC2 e SC3, cuja assemblagem foi realizada em laboratório. Nestes ensaios, a geometria dos elementos está de acordo com o que a restante bibliografia sugere e o objetivo foi observar o comportamento histerético que os painéis apresentam.

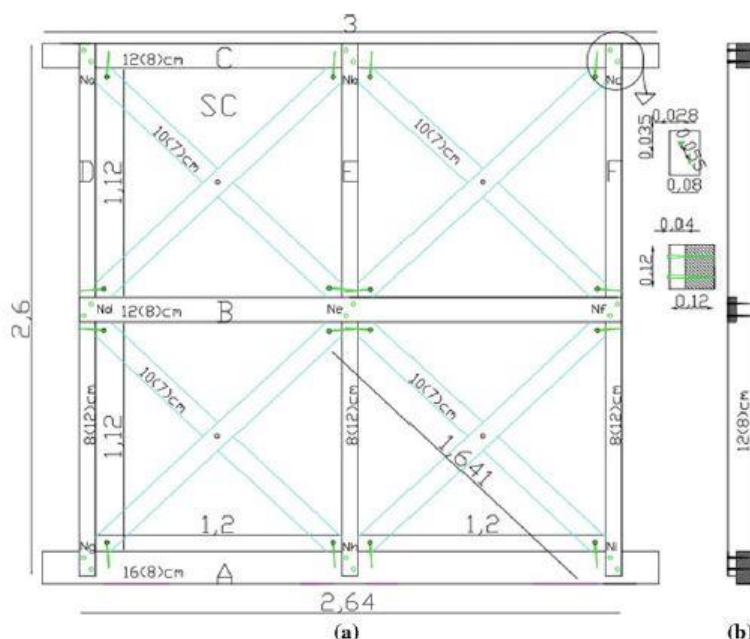


Figura 4.15 –a) Geometria dos elementos utilizados no ensaio; b) Vista lateral e pormenor das ligações (Meireles, 2012)

Ambos os painéis SC2 e SC3 foram construídos com madeira de pinho bravo e procurou-se aproximar a composição da alvenaria à mais usual de ser encontrada em paredes de frontal pombalino.

O protocolo CUREE (Krawinkler et al. 2000) para a aceleração de solo ordinária foi utilizado para o estudo do comportamento cíclico das paredes de frontal. Este protocolo consiste num ciclo primário com amplitude definida como múltiplo do deslocamento de referência. No caso de estudo, o deslocamento de referência não foi calculado e determinou-se que seria da ordem dos 120mm, que corresponde ao deslocamento máximo obtido nos ensaios realizados no LNEC, (Meireles, 2014).

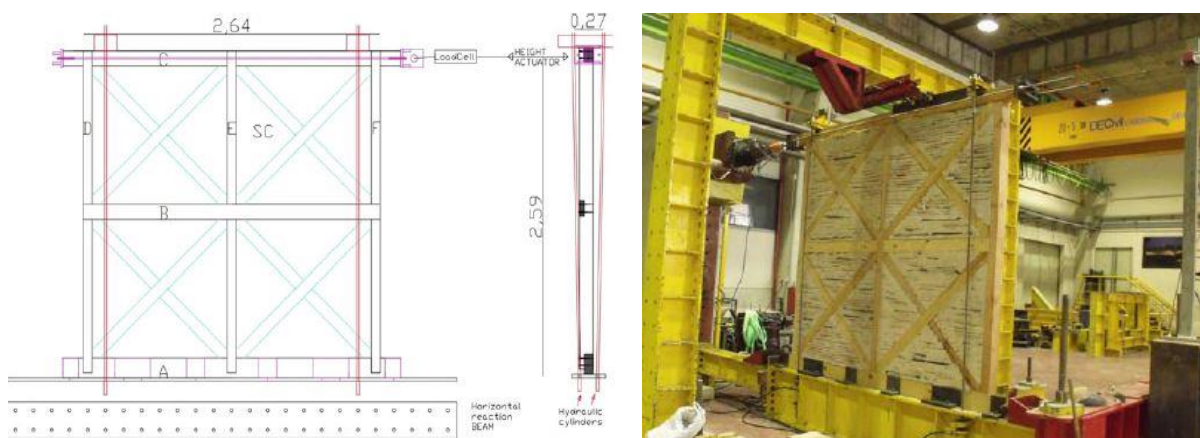


Figura 4.16 – Disposição do painel de parede utilizado no ensaio experimental (Meireles, 2012)

Os resultados obtidos por este ensaio encontram-se representados na seguinte figura.

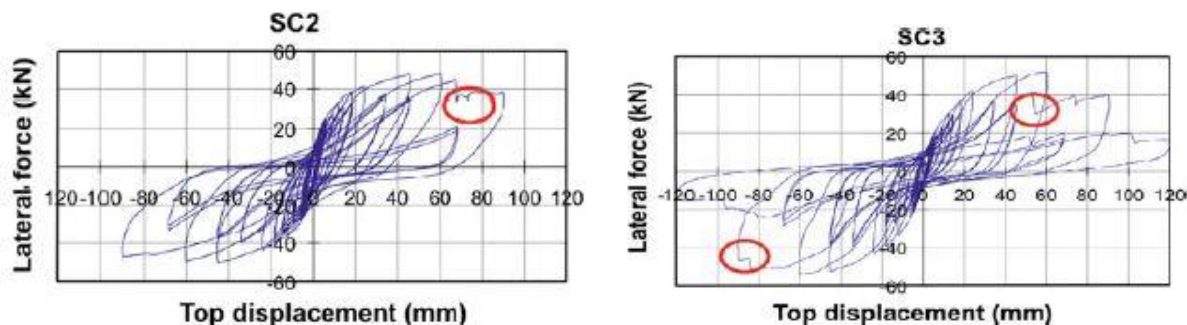


Figura 4.17 – Curvas de histerese obtidas no ensaio (Meireles, 2012)

Através dos resultados, procedeu-se ao cálculo da relação tensão-extensão aproximada através dos seguintes passos:

1. Recolha de pontos críticos Força/Deslocamento;
2. Determinação aproximada das tensões e distorções associadas aos ensaios;
3. Disposição gráfica das curvas tensão-extensão para SC2 e SC3;
4. Aproximação estatística da curva média entre os dois painéis;

Foram recolhidos 13 pontos críticos diretamente das curvas de histerese, que reproduziram os gráficos de força-deslocamento que se apresentam de seguida. A curva média entre ambos foi obtida através do cálculo da média de deslocamentos entre os dois ensaios para o mesmo nível de força atuante.

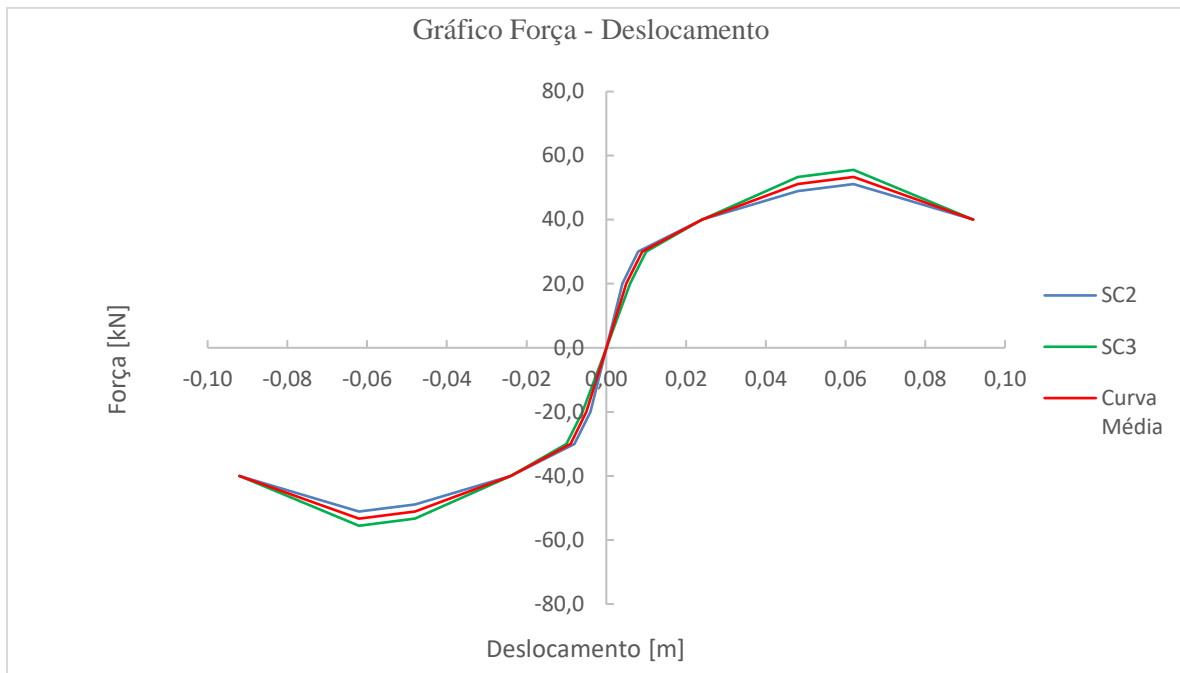


Figura 4.18 – Gráficos de força-deslocamento

Com base nos pontos recolhidos, estimaram-se os valores aproximados de tensões-extensões tendo em consideração a área de corte dos painéis e normalizaram-se o valor das extensões dividindo o seu valor pela altura total dos painéis (2,6 metros).

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (1.18)$$

$$A_{\text{corte}} = 0,08 * 2,6 = 0,208 \text{ m}^2$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L * h} \quad (1.19)$$

Este processo foi realizado para os ensaios SC2, SC3 e para a curva média. Os resultados apresentam-se na Figura 4.19.

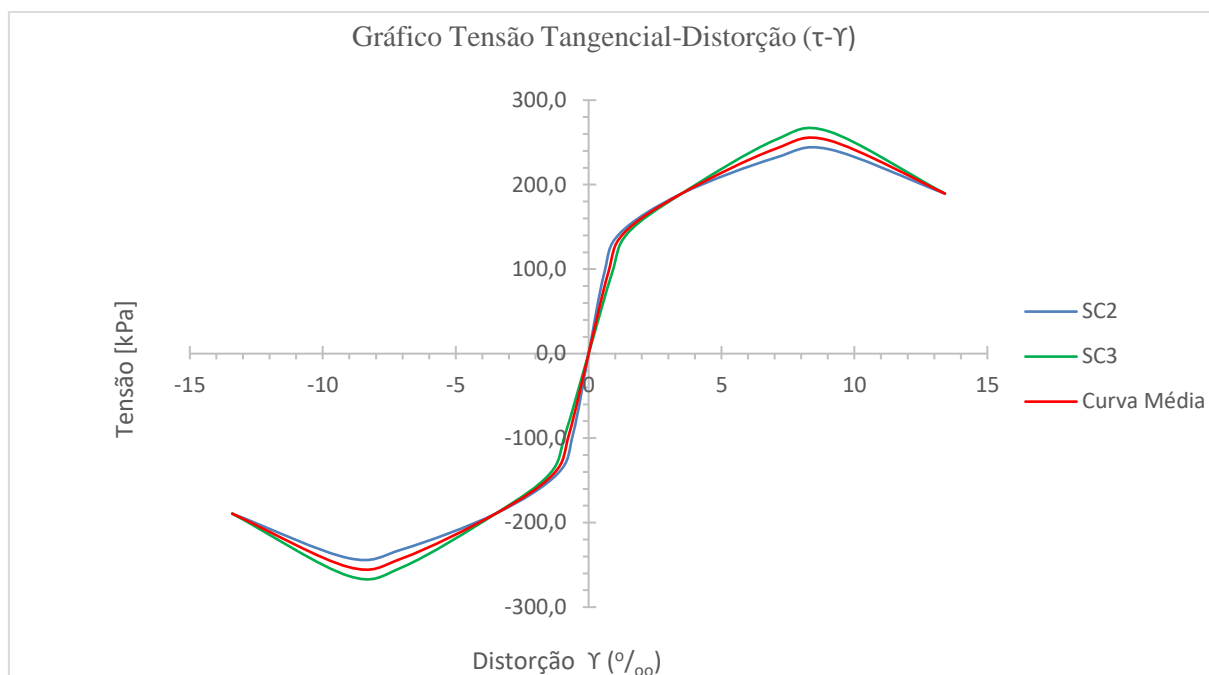


Figura 4.19 – Gráfico das curvas de comportamento (τ - Υ)

Com base na curva média em regime elástico, calculou-se o valor do módulo de elasticidade tangente do ensaio experimental de valor 108 MPa. Este valor será utilizado como valor inicial do processo iterativo que servirá como validação numérica dos resultados até aqui calculados.

Com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000* recriaram-se as condições do ensaio (geometria do elemento, condições de apoio e carregamento aplicado) atribuindo ao material “frontal” a curva média σ - ϵ e o valor de E_{tan} . A malha gerada teve como base o estudo realizado por Cardoso (2002).

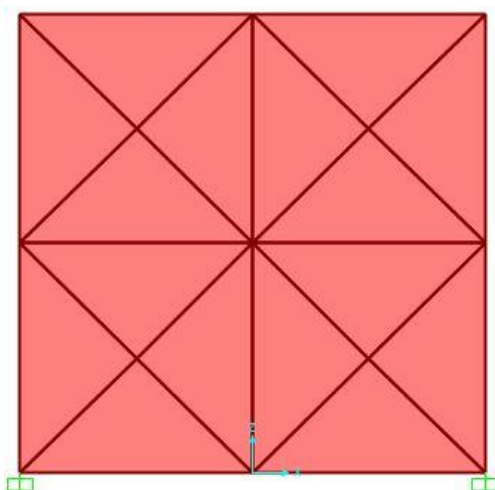


Figura 4.20 – Malha gerada no modelo utilizado para a validação numérica

O objetivo do processo iterativo que se seguiu foi o da determinação do módulo de elasticidade equivalente para as paredes de frontal com respetiva validação com o ensaio experimental, através dos seguintes passos:

1. Aplicação da solicitação horizontal em concordância com o primeiro ponto crítico obtido pelas curvas de histerese;
2. Registo do valor do deslocamento obtido pelo programa *SAP2000* e cálculo da respetiva distorção;
3. Fixando o valor da tensão atuante ajustar o valor da extensão até obter um deslocamento numérico de valor idêntico ao deslocamento experimental.
4. Repetir o ponto 1 ao 3 até completar os 13 pontos críticos.

O valor do módulo de elasticidade tangente obtido numericamente toma valor de aproximadamente 300 MPa e a validação do processo passa pelo confronto das respostas das curvas força-deslocamento, numérica e experimental, que se apresenta no seguinte gráfico.

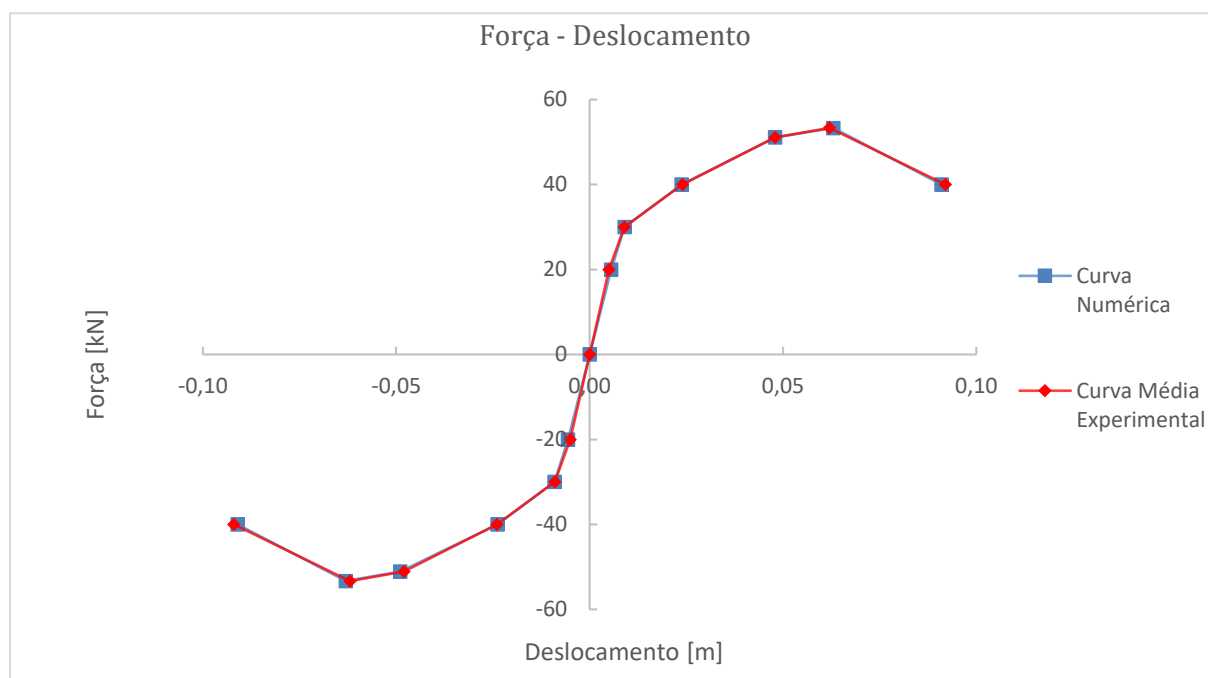


Figura 4.21 – Validação numérica do ensaio

A correlação entre os valores da campanha experimental e numérica, apresentou resultados idênticos que divergem apenas na ordem dos milímetros. Deste modo, assumiu-se o valor de 0,3 GPa como valor referência para o módulo de elasticidade tangente e, a curva de comportamento adotada, a que foi extrapolada pela curva média dos dois ensaios experimentais.

4.2.2. ALVENARIA DE PEDRA

A avaliação do comportamento e parâmetros resistentes da alvenaria de pedra calcária teve como base o Projeto Epicidade – Modelação Física e Numérica de Nêmbos de Edifícios em Alvenaria de Pedra Irregular, que, ao contrário do processo desenvolvido do subcapítulo anterior, assumiu-se diretamente os valores obtidos pelos ensaios.

A campanha experimental consistiu em submeter troços de parede representativos de nembos de alvenaria de pedra calcária irregular, sob cargas monotónicas e cíclicas. Construíram-se um total de 4 modelos, dois com traço de argamassa 1:1 e os restantes 1:4, estabelecendo-se assim um limite superior e um limite inferior de resistência.

A geometria e características genéricas dos modelos encontram-se apresentados nas figuras seguintes.

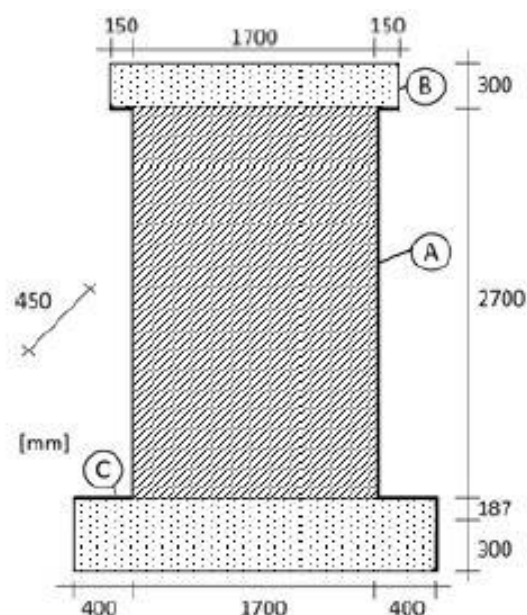


Figura 4.22 – Imagem e geometria do painel ensaiado (Moura, 2016)

Provete	Dosagem da Argamassa (cal/areia)	Secção transversal do Nembo (mxm)	Altura do útil Nembo (m)	Força Vertical (kN)	Tensão de Compressão (MPa)	Tipo de ensaio
Modelo 1	1:4	1,7x0,45	2,7	115	0,15	Monotónico
Modelo 2	1:4	1,7x0,45	2,7	153	0,20	Cíclico
Modelo 3	1:1	1,7x0,45	2,7	153	0,20	Monotónico
Modelo 4	1:1	1,7x0,45	2,7	153	0,20	Cíclico

Figura 4.23 – Características dos ensaios realizados (Moura, 2016)

Para a realização dos ensaios realizados utilizou-se uma mesa sísmica e uma parede de reação de ensaios sísmicos, como se ilustra na Figura 4.24.



Figura 4.24 – Disposição do painel e do macaco hidráulico (Moura, 2016)

Em todos os ensaios foi aplicada uma carga vertical de modo a fixar o modelo e a simular o carregamento de pisos num edifício corrente. Os ensaios monotónicos aplicaram uma força horizontal através do macaco hidráulico até à rotura e os ensaios cíclicos consistiram em 3 séries de deslocamento imposto crescente. No âmbito desta dissertação apenas se consideraram os resultados obtidos pelo modelo 1 por ser o que representa o limite inferior de resistência estipulada.

A título ilustrativo apresenta-se nas seguintes figuras os possíveis mecanismos de colapso no plano que se podem observar e os resultados do ensaio do modelo supracitado.

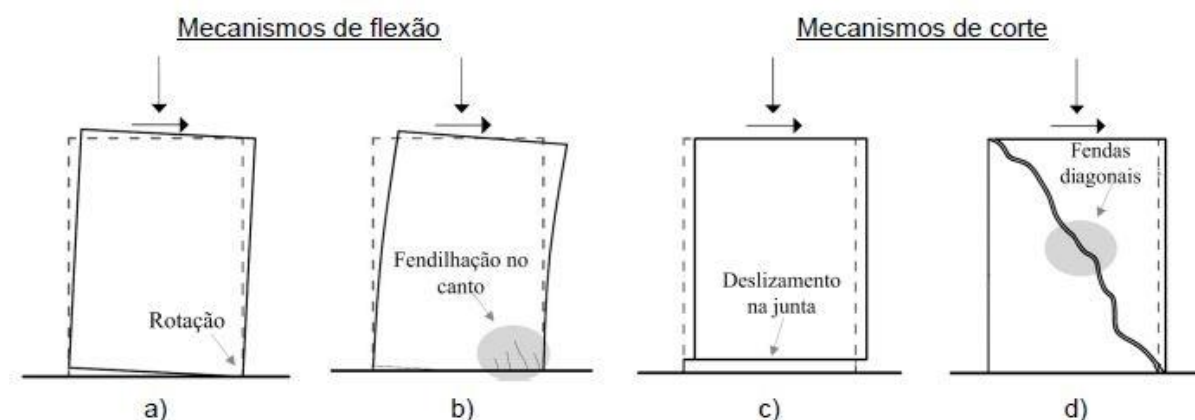


Figura 4.25 – Mecanismos de colapso no plano: a) derrubamento da parede - *rocking*; b) esmagamento de canto inferior - *toe crushing*; c) deslizamento de junta - *sliding*; d) tração diagonal - *diagonal tension*. (Pereira e Lourenço, 2015)

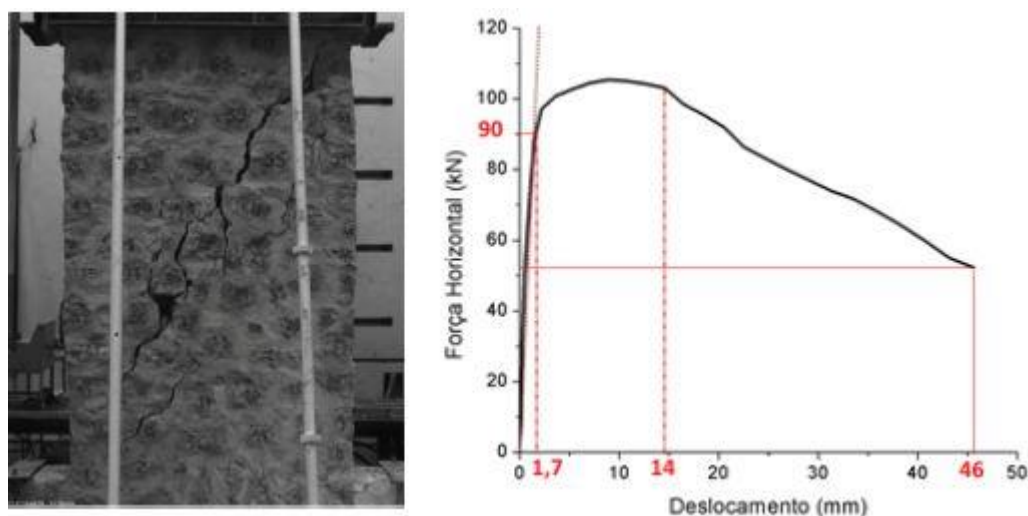


Figura 4.26 – Resultados decorrentes do ensaio no Modelo 1 (Moura, 2016)

O modo de rotura que se observou foi por corte diagonal do painel e o deslocamento horizontal máximo atingido foi de 46 mm para uma força horizontal de aproximadamente 50 kN. A resposta em regime linear considerou-se efetiva até ao deslocamento horizontal de 1,7 mm e a partir do 14 mm constatou-se uma quebra acentuada da resistência. A tensão de corte apresenta valores na ordem dos 0,15 MPa o que indica que a resposta de capacidade do modelo está condicionada pela argamassa utilizada visto que apresenta valores de tensão de corte similar. A calibração numérica dos resultados para este modelo foi realizada com recurso a duas verificações, comparação das curvas de capacidade e uma comparação de dano como se apresentam nas seguintes figuras.

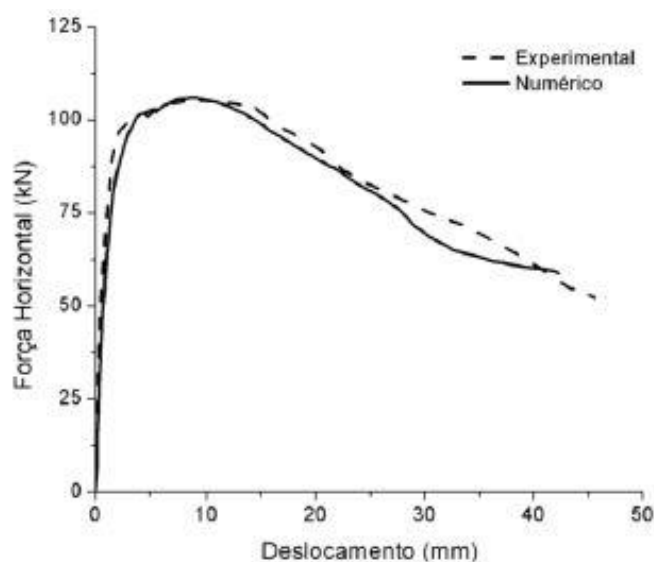


Figura 4.27 – Validação numérica do ensaio (Moura, 2016)

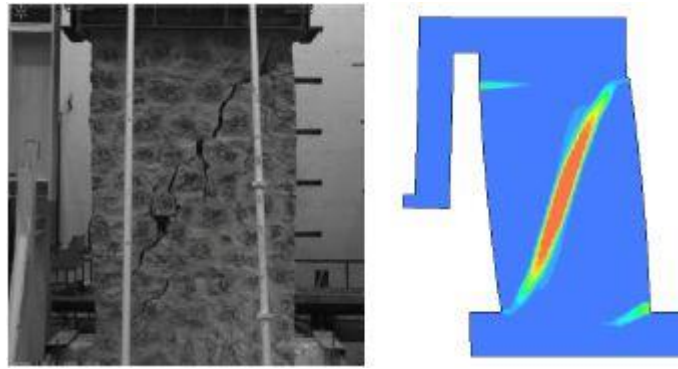


Figura 4.28 – Validação do modelo de dano experimental e numérico (Moura, 2016)

Tabela 4.1 - Propriedades resistentes da alvenaria de pedra (Moura, 2016)

Propriedade	Modelo 1
Módulo de Elasticidade, E [GPa]	1.750
Resistência à Compressão, f_c [MPa]	1.030
Energia de Fratura em Compressão, G_c [N/mm]	9.000
Resistência à Tração, f_t [MPa]	0.060
Energia de Fratura, Modo I, G_f [N/mm]	0.250
Densidade, γ (kg/m ³)	1900

De forma a obter a curva de tensão-distorção associada ao ensaio, procedeu-se ao cálculo da área de corte do modelo ensaiado e uniformizou-se o cálculo das distorções associadas, dividindo as mesmas pela altura do nembro analisado, como foi realizado no subcapítulo anterior.

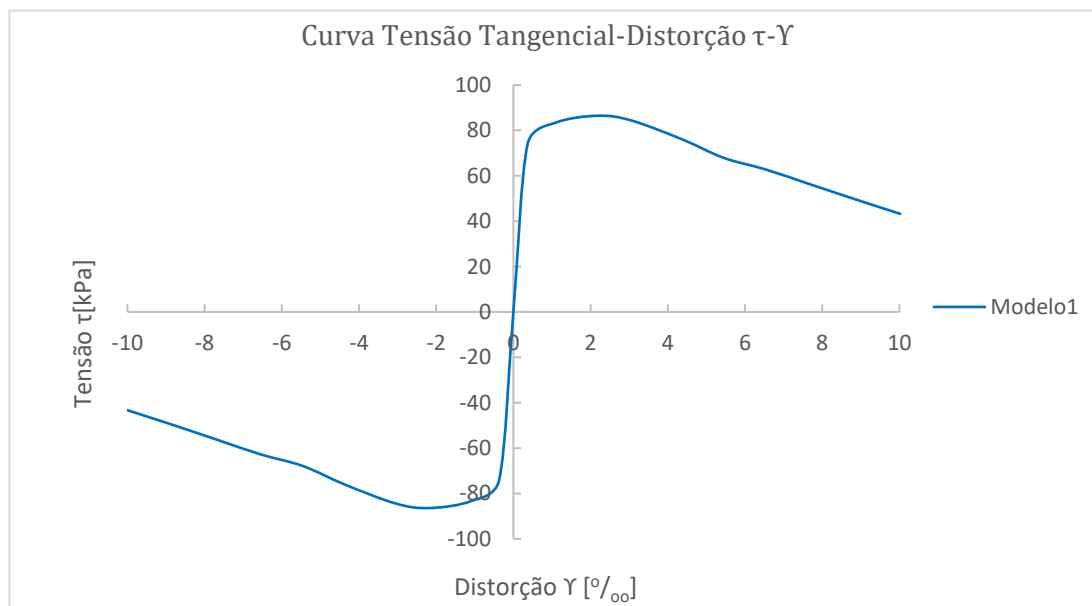


Figura 4.29 – Gráfico tensão-distorção adotado pelo ensaio

Deste modo, encontram-se definidos os *inputs* necessários que irão definir a resposta não linear material do caso de estudo. Sublinha-se que as curvas de comportamento e parâmetros anteriormente assumidos (E) têm como base ensaios ao corte e foram adotadas simplificações de cálculo para a obtenção dos mesmos. Assim, estamos perante uma estimativa do comportamento real dos materiais que irá ser aplicado no próximo subcapítulo num modelo à escala global.

4.3. MODELAÇÃO

Com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000*, desenvolveram-se dois modelos globais da estrutura correspondentes ao estado atual da estrutura e à intervenção projetada pela A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia.

Todos os painéis de parede foram modelados com recurso a elementos *Shell* de forma a captar de um modo mais aproximado o funcionamento das paredes de alvenaria de pedra e de frontal pombalino. Na Figura 4.30 encontra-se representado o modelo corresponde ao estado atual do edifício.

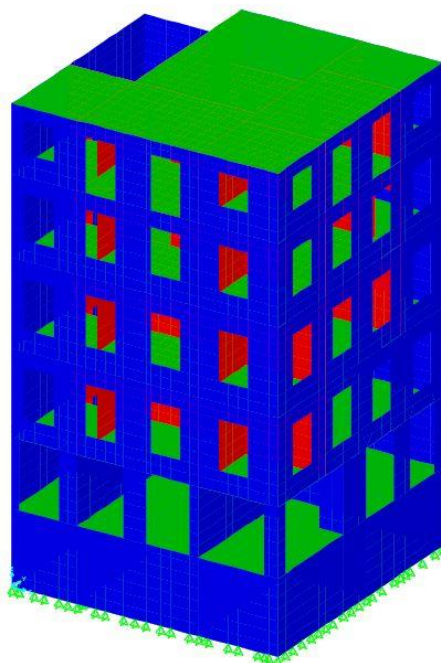


Figura 4.30 – Modelo global da estrutura no estado atual

As ligações dos elementos verticais aos pavimentos foram todas rotuladas porque, na realidade, as mesmas não apresentam rigidez suficiente para materializar uma ligação de continuidade. Esta articulação acaba por ser conservativa visto que poderá existir algum encastramento residual que se está a desprezar.

De forma a simplificar os modelos foram adotadas algumas generalizações que se revelam pertinentes referenciar. A primeira passa pela adoção do sistema de apoios atribuído à estrutura que, por falta de melhor informação, foram assumidos apoios simples em todos os nós do perímetro da estrutura e nas paredes interiores da cave – Figura 4.31.

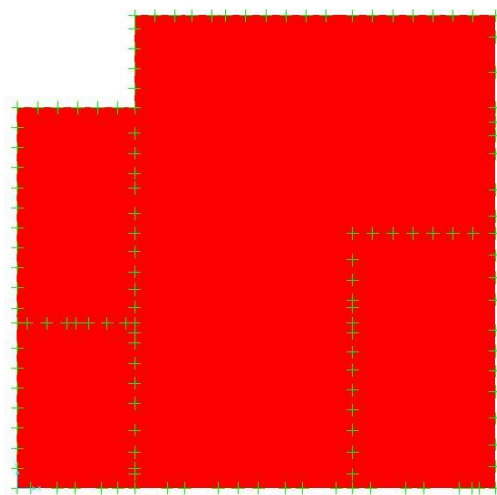


Figura 4.31 – Vista em planta das condições de apoio consideradas no modelo

A segunda simplificação, incidiu na simplificação dos pavimentos em madeira. Tendo em conta a Figura 4.32, que apresenta um corte típico de pavimentos em edifícios pombalinos, calculou-se uma espessura equivalente por metro que contabiliza a contribuição das vigas e do soalho. Para tal, e com recurso ao programa de desenho *Autocad*, determinou-se a inércia de uma seção genérica de 1 metro de comprimento como se demonstra de seguida.

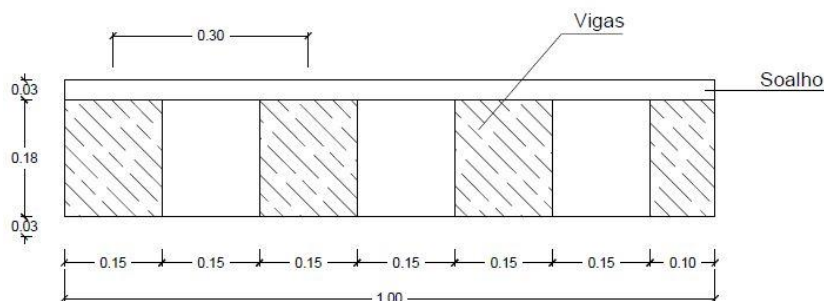


Figura 4.32 – Corte típico pavimento com dimensões em metros retiradas da bibliografia

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0,009 \text{ m}^4 \quad (4.1)$$

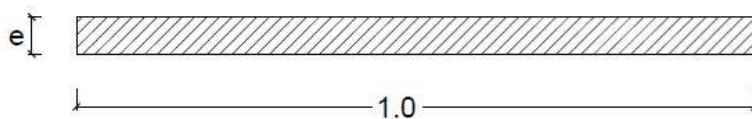


Figura 4.33 – Elemento de pavimento com espessura equivalente

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} = \frac{1,0 * e^3}{12} = 0,009 \text{ m}^4 \leftrightarrow e \approx 0,20 \text{ m}$$

De igual modo é necessário determinar o peso volúmico equivalente. Assumindo que se encontram aproximadamente 3,6 vigas de madeira por metro linear temos que a área total das vigas com o soalho incluído toma valor de $0,127 \text{ m}^2$. Assumindo o peso volúmico de 8 kN/m^3 , temos que:

$$\gamma_{eq} * 0,20 * 1^2 = 8 * 0,127 * 1^2 \leftrightarrow \gamma_{eq} \approx 5,1 \text{ kN/m}^3$$

Por último, encontra-se representada na figura seguinte, a cobertura real do caso de estudo, este elemento foi fornecido pela A400 e gerado no programa *Robot Structural Analysis*. No modelo do estado atual não foi considerada por se anteverem problemas de convergência do modelo durante a análise *Pushover*. Assumiram-se assim, na laje do último piso, carregamentos iguais ao peso próprio da cobertura e aplicaram-se, também, as sobrecargas correspondentes, para além das cargas associadas à ocupação do último piso.

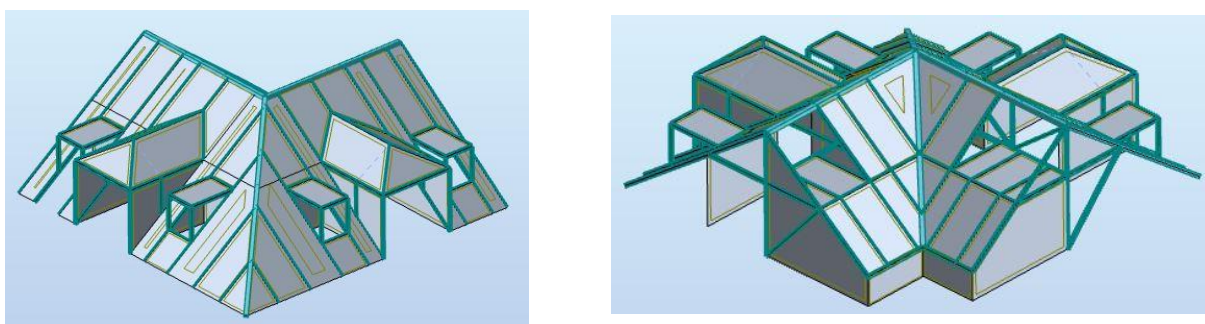


Figura 4.34 – Vistas em perspetiva da cobertura

Adotaram-se duas seções transversais genéricas para as asnas e para os restantes elementos estruturais da cobertura visto que cada edifício em particular pode apresentar geometrias de natureza variável. Assim sendo e, de acordo com a bibliografia utilizada, atribuíram-se a seção de $0,10 \times 0,20$ para as asnas e $0,07 \times 0,15$ para os restantes elementos estruturais de madeira. Admitiu-se que o peso por metro quadrado das telhas toma valor de $0,70 \text{ kN/m}^2$ e efetuou-se a medição de todos os elementos estruturais de barra, das áreas que suportam as telhas tal como, o prolongamento das paredes de frontal no último piso. O valor total da carga permanente devido ao peso próprio da cobertura estimou-se num total de $3,20 \text{ kN/m}^2$ aplicados uniformemente em toda a área do piso.

O peso próprio da estrutura foi gerado automaticamente pelo *SAP2000* enquanto que o valor das sobrecargas verticais e restantes cargas permanentes (g_{k1}) aplicadas à estrutura e o tipo de ocupação de cada piso encontram-se resumidas na seguinte tabela.

Tabela 4.2 – Carregamento por piso aplicado à estrutura

Carregamento ⁽¹⁾		Tipo de Ocupação
Piso	Valor Numérico [kN/m ²]	
Cave	$g_{k1} = 1,0$ $q_k = 4,0$ ($\psi_0=0,7$; $\psi_1=0,6$ $\psi_2=0,4$)	Comercial
R/C	$g_{k1} = 1,0$ $q_k = 4,0$ ($\psi_0=0,7$; $\psi_1=0,6$ $\psi_2=0,4$)	Comercial
Laje Piso 1	$g_{k1} = 1,0$ $q_k = 4,0$ ($\psi_0=0,7$; $\psi_1=0,6$ $\psi_2=0,4$)	Comercial
Laje Piso 2	$g_{k1} = 1,0$ $q_k = 2,0$ ($\psi_0=0,4$; $\psi_1=0,3$ $\psi_2=0,2$)	Residencial
Laje Piso 3	$g_{k1}=1,0$ $q_k = 2,0$ ($\psi_0=0,4$; $\psi_1=0,3$ $\psi_2=0,2$)	Residencial
Laje Piso 4	$g_{k1}=1,0$ $q_k=2,0$ ($\psi_0=0,4$; $\psi_1=0,3$ $\psi_2=0,2$)	Residencial
Laje Piso 5	$g_{k1}=1,0$ $q_k=2,0$ ($\psi_0=0,4$; $\psi_1=0,3$ $\psi_2=0,2$) $g_k(\text{Cobertura})=3,20$ $q_k(\text{Cobertura})=1,0$	Residencial

⁽¹⁾ Todos os valores de solicitações verticais foram retirados segundo o Regulamento de Segurança e Ações, RSA.

Relativamente à intervenção projetada pela A400, foram adotadas soluções em projeto que visam dotar a estrutura de uma maior capacidade resistente como a inclusão de um núcleo em betão armado, tal como, o reforço de zonas suscetíveis de apresentarem mecanismos locais através da introdução de vigas metálicas. Para além das alterações referidas, o edifício vai ser alvo de modificações a nível da compartimentação do espaço interior (remoção de alguns painéis de frontal devido ao elevado estado de degradação que se encontram, como também, por motivos de ocupação). As alterações propostas em projeto foram implementadas tendo como partida o modelo do estado atual, pelo que, apresenta-se de seguida duas vistas comparativas do modelo que demonstram as alterações de maior relevo na gaiola pombalina– Figura 4.35

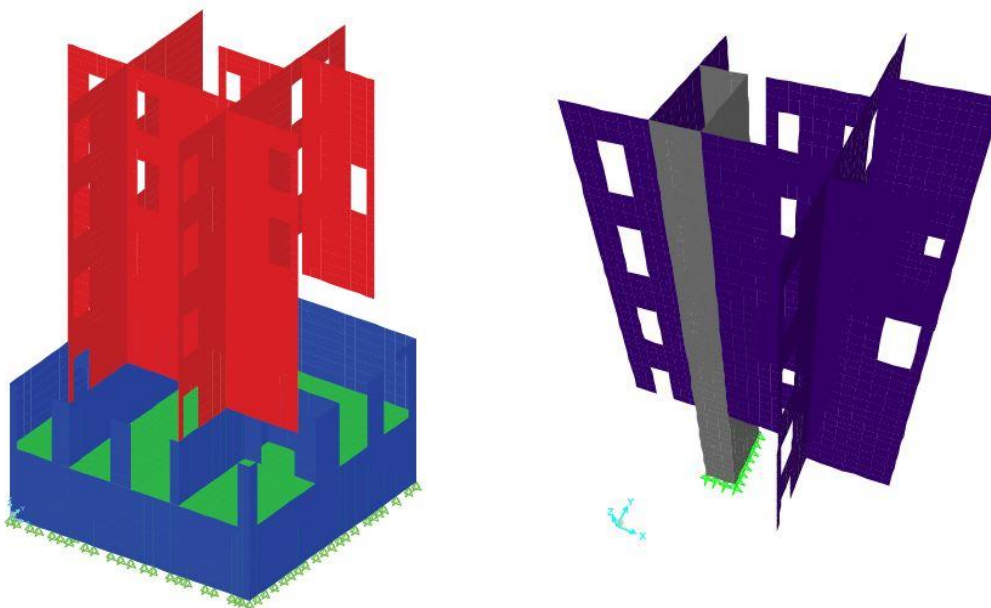


Figura 4.35 – Modelação da gaiola pombalina no estado atual (à esquerda), inclusão do núcleo e remoção de um alinhamento de frontais (à direita)

4.4. ANÁLISE MODAL

Foi realizada uma análise modal com o objetivo de se obter os modos fundamentais de vibração e proceder a uma validação dos modelos gerados.

Tabela 4.3 - Modos de Vibração Fundamentais

Participação de Massa Modal					
	Modo	Frequência [Hz]	Ux	Uy	Rz
Estado Atual	1	1,45	0,40	0,13	0,00
	2	1,54	0,14	0,35	0,00
	3	3,19	0,00	0,00	0,51
Estado Reforçado	1	1,61	0,51	0,00	0,00
	2	1,93	0,00	0,49	0,00
	3	3,39	0,00	0,00	0,54

Observam-se nos dois modelos os modos fundamentais de translação segundo x (modo 1), segundo y (modo 2) e um modo de torsão relevante (modo 3) que é comum de se verificar em edifícios de canto. Apenas se apresentam de seguida as deformadas em planta dos modos da estrutura atual para não se sobrecarregar o capítulo com figuras excessivas.

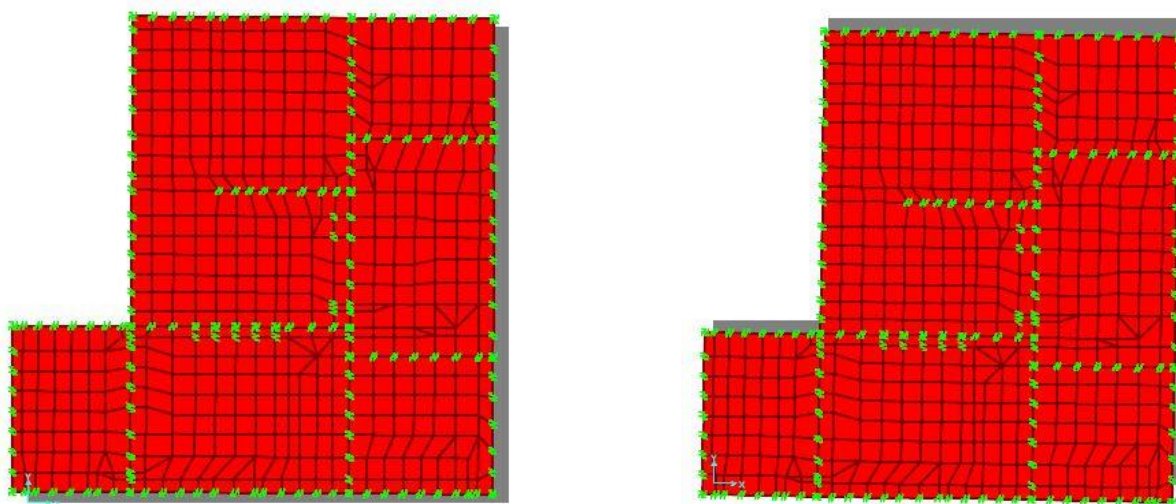


Figura 4.36 – 1º e 2º modo de vibração da estrutura atual, à esquerda e direita respetivamente

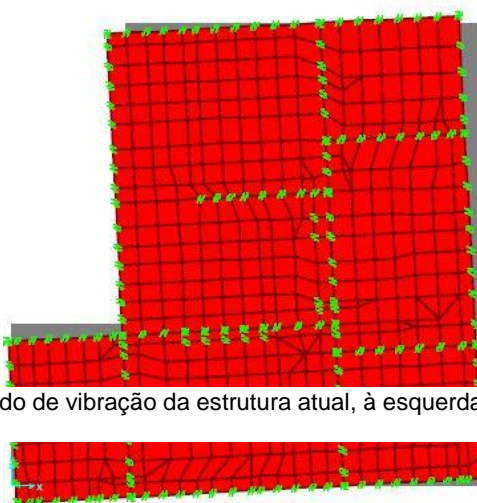


Figura 4.37 – 3º modo de vibração da estrutura atual

4.5. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR (*PUSHOVER*)

Realizaram-se inúmeras análises *pushover* para estudar o comportamento global do edifício. A direção X foi a direção que se revelou condicionante em todos os ensaios, pelo que, não serão apresentadas ou discutidas as análises realizadas na direção ortogonal à mesma.

O *SAP2000* permite considerar diferentes abordagens relativamente aos parâmetros de controlo da análise e, no caso em estudo, adotou-se um deslocamento de controlo como fator condicionante da estrutura de valor 0,50 m. Realizou-se um processo iterativo de deslocamentos impostos à estrutura de modo a captar o comportamento não linear material e admitiu-se como ponto de controlo um nó localizado no centro da laje de cobertura. Para proceder à análise em questão é necessário que se defina as seções dos painéis por camadas e que se atribua um comportamento de histerese não linear na caracterização material. O *software* permite a adoção de um comportamento linear, não linear ou inativo em 3 diferentes direções: S_{11} , S_{22} e S_{12} - Figuras 4.38 e 4.39. No presente caso de estudo considerou-se que a rotura dos painéis ocorre devido a esforços de tração, considerando assim comportamento não linear nas direções S_{11} e S_{22} . Apesar de as curvas de tensão-extensão terem sido estimadas a partir de ensaios ao corte, assume-se que as forças de corte irão induzir esforços de tração no material que, no limite, provocarão a rotura dos painéis seja por mecanismos de flexão ou de corte no plano das paredes.

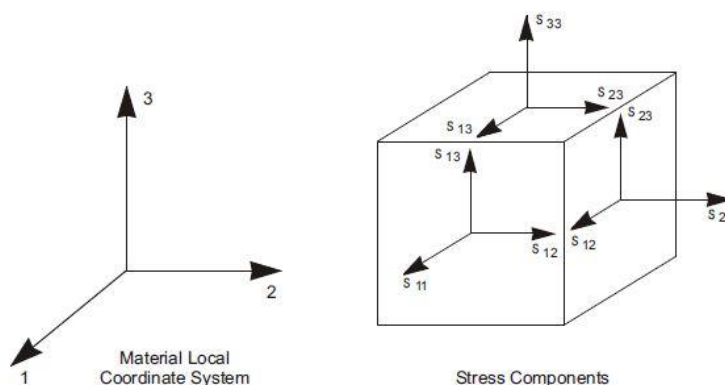


Figura 4.38 - Convenções locais de tensões adotadas no SAP2000 (*CSI Analysis Reference Manual*)

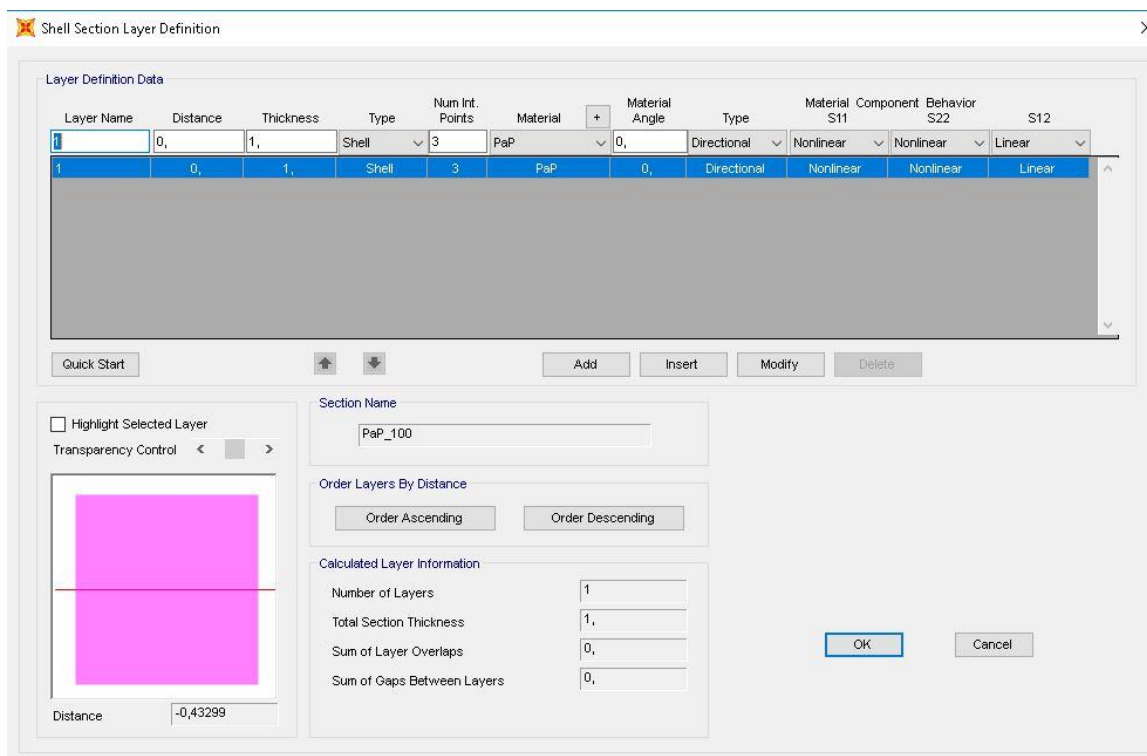


Figura 4.39 – Tipo de comportamento adotado para cada direção

Apresenta-se de seguida a deformada da estrutura no último passo de convergência da análise *Pushover*.

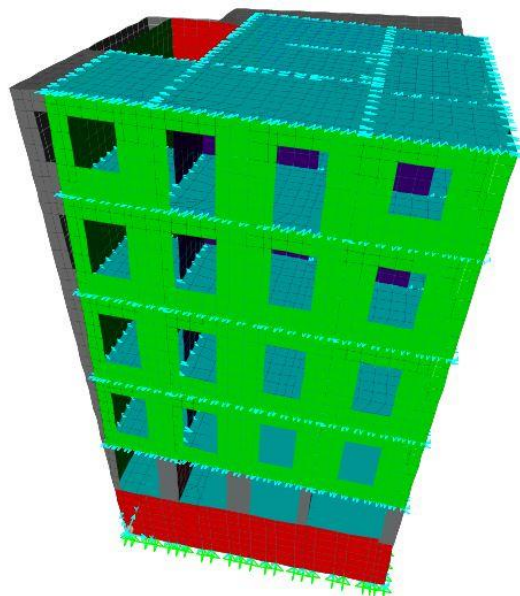


Figura 4.40 - Deformada Pushover

Relativamente aos pavimentos (Cave e R\C) e ao núcleo, ambos, em betão armados assumiu-se um comportamento puramente linear. De seguida, apresentam-se as curvas de capacidade e as respetivas na direção X obtidas para o modelo do estado atual e para o modelo reforçado.

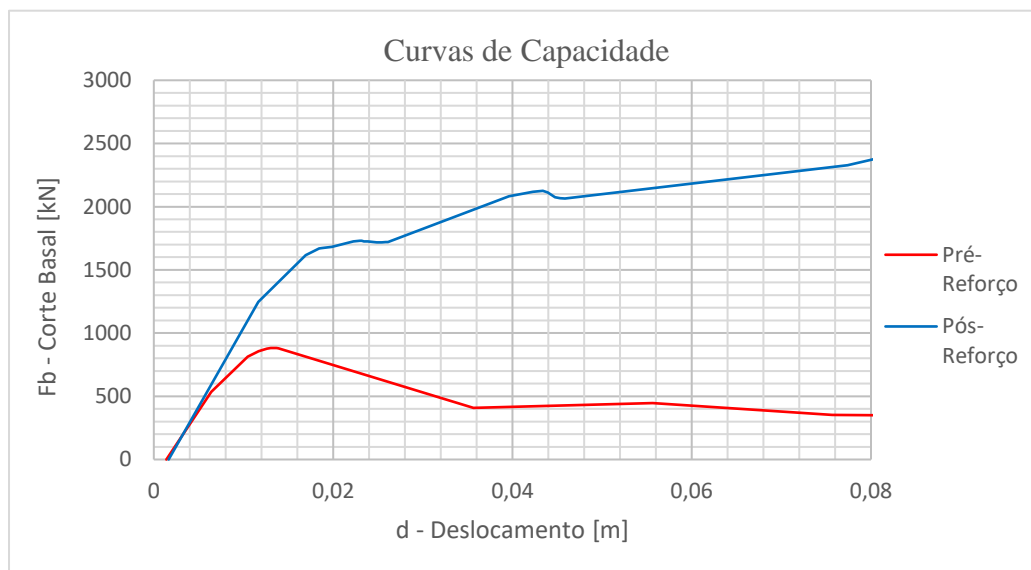


Figura 4.41 – Curvas de capacidade de ambos os modelos

Como seria expectável, observa-se uma grande variação em termos de capacidade entre os dois modelos. O ponto de cedência da estrutura no estado atual é equivalente a um ponto que ainda pertence à fase linear da estrutura pós intervenção. O aumento de capacidade do modelo reforçado após os 0,05 m,

apenas se evidencia porque ter sido considerado um comportamento linear para o núcleo em betão armado. A escala do eixo de deslocamento foi ajustada de modo a que seja visível o comportamento não linear dos painéis de frontal e de alvenaria de pedra.

É necessário que se convertam as unidades das forças de corte (kN) e deslocamentos (m) para as unidades de aceleração e deslocamento espectral (ms^{-2}), passo requerido para se confrontar as curvas de capacidade com os espectros ADSR. Na figura seguinte encontra-se representado um gráfico com todos os elementos necessários para proceder ao cálculo dos pontos de desempenho, para as ações sísmicas preconizadas no método convencional. Sublinha-se que apenas é necessário determinar os pontos de desempenho para os estados ELV e ELD.

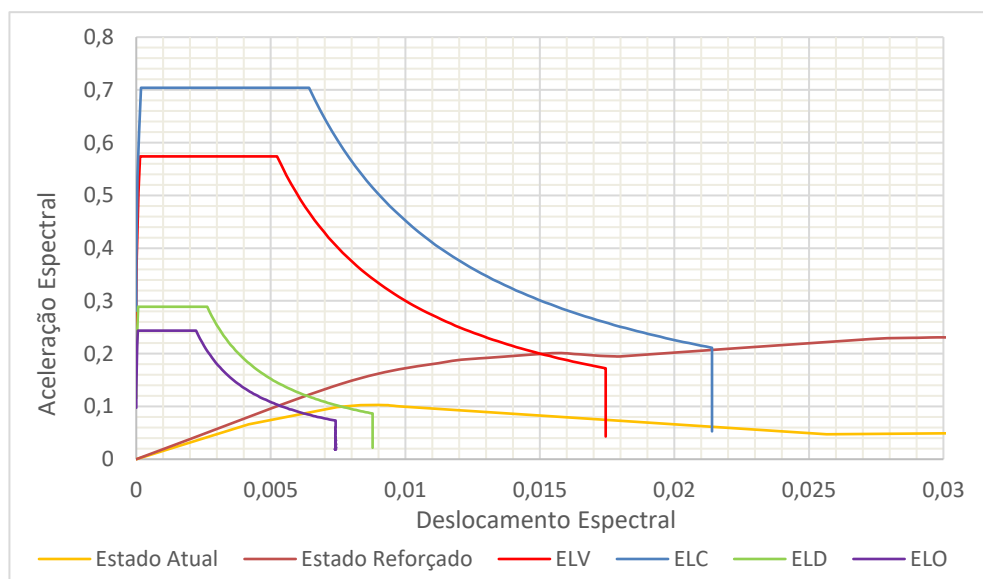


Figura 4.42 – Gráfico elucidativo das curvas de capacidade dos modelos com as ações sísmicas (ADSR)

O SAP2000 procede automaticamente à conversão das unidades e sucessivo cálculo dos pontos de desempenho da estrutura segundo os princípios enunciados no ATC-40. Nas figuras que se seguem apresentam-se os pontos de desempenho retirados diretamente do *software* de cálculo. Nota: A escala do eixo de deslocamento espectral foi ajustada para se visualizar corretamente o processo.

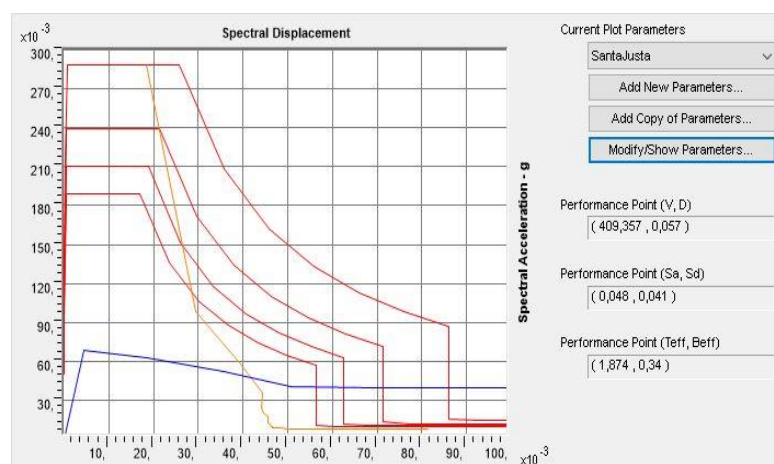


Figura 4.43 – Estrutura atual vs. Espectro ELD

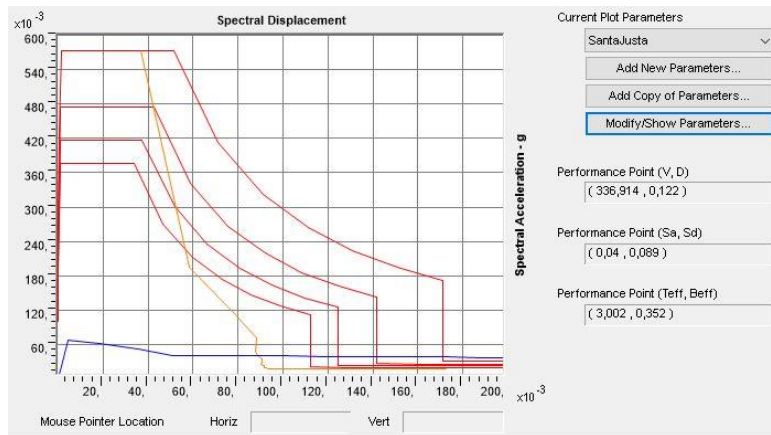


Figura 4.44 – Estrutura atual vs. Espectro ELV

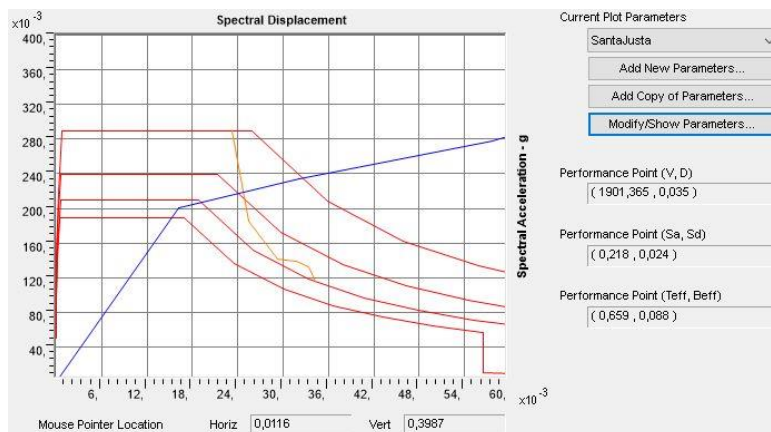


Figura 4.45 – Estrutura reforçada vs. Espectro ELD

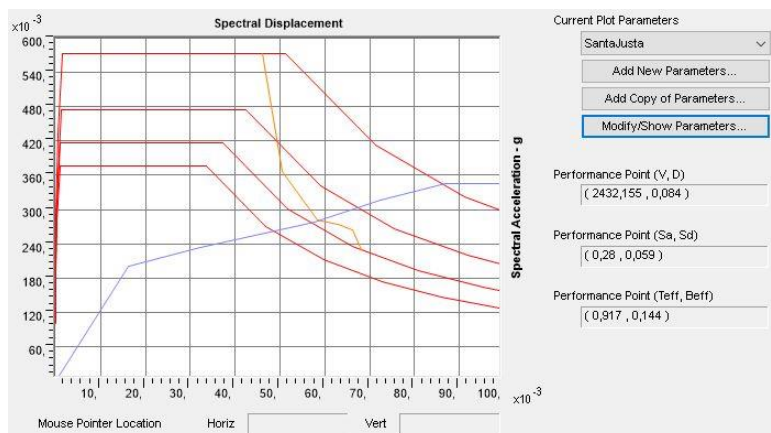


Figura 4.44 - Estrutura reforçada vs. Espectro ELV

Como foi referido no capítulo anterior, a cada ponto encontra-se intrinsecamente associado um valor de amortecimento efetivo e um valor de período efetivo da estrutura. À medida que o deslocamento da estrutura aumenta, o período da estrutura aumenta. Este efeito é traduzido diretamente na curva de capacidade e os deslocamentos em fase inelástica promovem o aumento do amortecimento efetivo da estrutura devido à dissipação de energia que decorre do comportamento cíclico. A maior distribuição de esforços na estrutura reforçada induz um comportamento que tendência a estar mais próximo de um comportamento em regime linear, pelo que a incremento da parcela de amortecimento por histerese tende a ser reduzida.

Na seguinte figura apresenta-se a variação do amortecimento efetivo em função do *drift* global da estrutura.

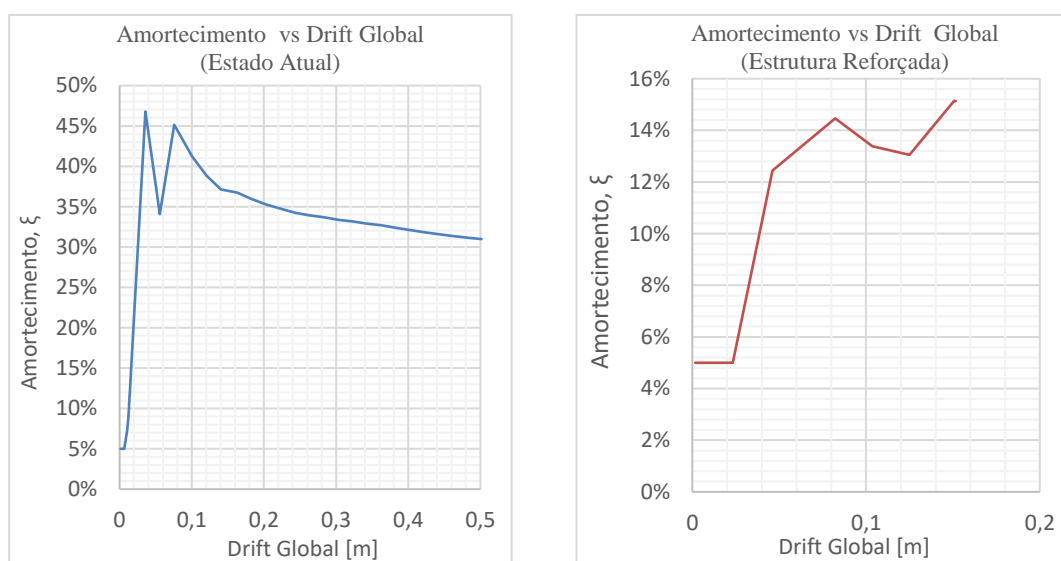


Figura 4.45 – Variação do amortecimento efetivo em função do deslocamento global

4.6. ANÁLISE DE RESULTADOS E CLASSIFICAÇÃO DE RISCO SÍSMICO

Em ambos os modelos produzidos e, por se tratarem de estruturas que apresentam uma resposta complexa, apenas foi possível mobilizar percentagens reduzidas de massa acumulada na obtenção dos modos fundamentais de vibração. Relativamente à estrutura no estado corrente, é importante referir o elevado estado de degradação em que se encontra e, mais importante, a resposta insuficiente que apresenta face a ações sísmicas devido às sucessivas intervenções de reabilitação que sofreu ao longo do seu tempo de vida. O principal fator que apresenta uma influência condicionante da estrutura passa pela abertura da cave e demolição das paredes de frontal pombalino no piso térreo. Removeu-se a continuidade da gaiola pombalina às fundações o que se traduz na eliminação da ductilidade que a mesma conferia à estrutura, transitando a um elemento que maioritariamente está apenas a solicitar verticalmente a estrutura. Este facto evidencia-se no desempenho do edifício como se comprova pela curva de capacidade quando se compara com as alterações propostas pela A400. Após a obtenção dos pontos de desempenho, procedeu-se a aplicação do método convencional, com auxílio à folha de cálculo desenvolvida. Obteve-se uma melhoria de classificação de risco sísmico de nível F para D, como se demonstra na Figura 4.48.

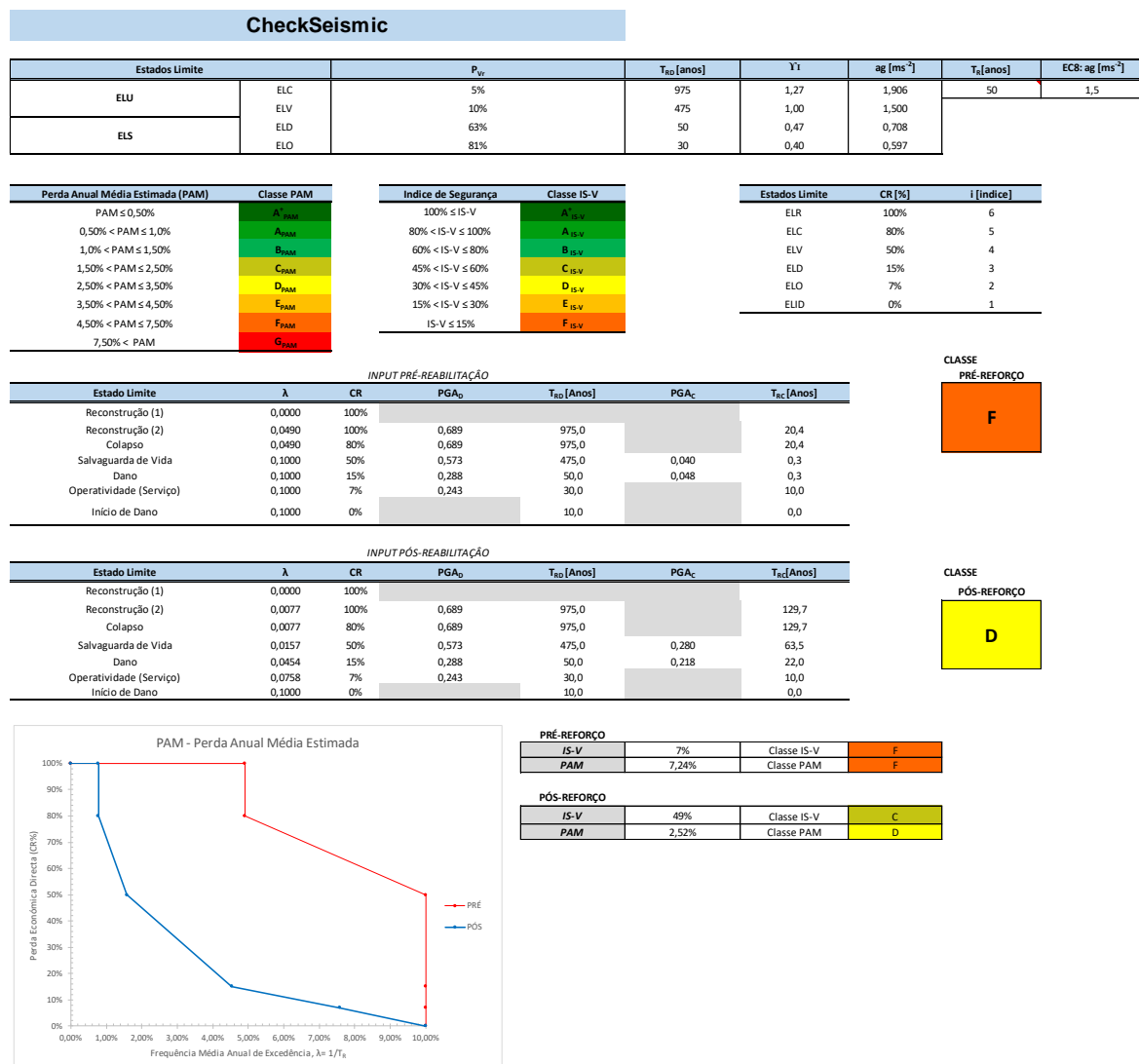


Figura 4.46 – Aplicação do método convencional com recurso da folha de cálculo desenvolvida

Evidencia-se assim uma redução da classe de risco em 2 níveis que é indicadora do aumento de resistência que se comprovou pelas curvas de capacidade.

Na aplicação do método simplificado, assumiram-se os seguintes pressupostos para a classificação de risco.

Estrutura Corrente:

- Tipologia Estrutural: Pedra Irregular;

- Pormenores característicos evidenciados no relatório de inspeção: Ligante apresenta elevado estado de degradação e os pavimentos de madeira apresentam patologias que indicam uma limitada resistência como também algumas ligações defeituosas aos painéis de parede verticais;

Pela Tabela 3.7, retira-se a classe média de vulnerabilidade V₆, sendo a mais gravosa possível. Atendendo a que o caso de estudo se insere na zona sísmica 1.3, pela Tabela 3.8, estima-se o valor do parâmetro PAM que toma valor compreendido entre 2,5% e 3,5%, que corresponde à classe de risco D.

Estrutura Pós-Intervenção:

- Tipologia Estrutural: Pedra Irregular;
- Intervenção Realizada: Inclusão de um núcleo em betão armado, remoção de painéis de frontal pombalino, reforço local de zonas com a introdução de vigas metálicas;

As soluções aplicadas melhoram a resposta global da estrutura, contudo, não se encontra preconizado no método simplificado a melhoria de classe de risco para esta tipologia estrutural por se considerar que antes que se consiga mobilizar o comportamento global da mesma, esta já sofreu o colapso devido a mecanismos locais. Assim sendo, pelo método simplificado o caso de estudo apresenta como classe final de risco sísmico, a classe de risco D.

Como foi explicado no capítulo anterior, é comum obterem-se classificações finais de risco sísmico diferentes para a avaliação da estrutura na aplicação de ambos os métodos por terem bases de formulação distintas.

5

CONCLUSÃO

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O programa *Sismabonus* apresenta-se como um projeto inovador para a mobilização da sociedade no impulsionamento de uma ação de reforço sísmico de edifícios a larga escala. A sua atratividade passa em primeiro lugar pelos benefícios fiscais, mas também pela facilidade de compreensão que os resultados da aplicação dos dois métodos traduzem.

A aplicação do método convencional apresenta alguns entraves que merecem ser mencionados. A análise *Pushover* assume apenas um modo de vibração como sendo o modo que representa a resposta predominante da estrutura, desprezando os efeitos dos modos mais elevados ($T > 1s$). Para além disso, a indicação de que é utilizável a qualquer tipologia estrutural é, de certo modo, passível de algum ceticismo a nível de confiança de resultados finais. A aplicação do método ao caso de estudo, apesar de todas as simplificações adotadas, apresentou-se como um desafio iterativo de difícil calibração. Pequenas alterações nas curvas de comportamento das paredes de frontal pombalino e/ou das paredes em alvenaria de pedra provocam variações bruscas de resultados. Por este motivo, conclui-se que, para estruturas cujos materiais apresentem uma variabilidade considerável desse tipo de características, ainda que aplicável, os resultados da aplicação deverão ser ponderados em conformidade caso a caso. Não obstante, considera-se um método de aplicação fiável que vem fornecer resultados concretos acerca de dois parâmetros condicionadores na sociedade: a salvaguarda da vida e o controlo de danos em estruturas. A análise não linear material tem cada vez mais espaço para ser explorada com os avanços de *software* e crê-se que será o caminho mais fiável a ser seguido para proceder ao levantamento das condições estruturais no edificado. Este método pode apresentar também uma vertente a nível de ponderação relativa das soluções de reforço a idealizar. Facilmente se obtém relações custo-benefício através da observação do aumento de capacidade resistente do edifício pós reforço com diferentes soluções aplicadas.

O método simplificado, de aplicação bem mais expedita, visa o reforço de mecanismos locais de modo a que seja mobilizável o comportamento global da estrutura. A sua base está em concordância com variadas metodologias tipológicas, contudo não tem em consideração de um fator preponderante na resposta sísmica de estruturas em alvenaria em zonas urbanas: a interação com estruturas vizinhas. Em zonas de elevada densidade habitacional, é comum verificar-se o colapso de estruturas em alvenaria de pedra por ações dos edifícios na sua vizinhança, pelo que, a inclusão deste fenómeno no método promovia um carácter mais abrangente. Por último, o caso de estudo para a aplicação do método trata-se de um edifício pombalino que, dada uma ação sísmica, apresenta uma propensão superior a mobilizar o comportamento global da estrutura, comparativamente com o típico edifício em alvenaria. Por isso mesmo, não se considera que os resultados da aplicação deste método sejam caracterizadores da estrutura, visto que o caso particular do caso de estudo não está perfeitamente enquadrado pelo método.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Considera-se que o trabalho desenvolvido contribuiu de uma forma positiva para a aplicação do método num contexto empresarial, contudo sublinha-se a necessidade de aplicação a outros casos de estudo, nomeadamente, a edifícios correntes em betão armado.

A modelação de uma estrutura com elementos de barra permite a inclusão de rótulas não lineares que fornecem informação mais precisa sobre os locais onde se deverá esperar a plastificação material (nós de ligação pilar – viga e viga-laje).

Quanto mais vasta for a aplicação do método, maior será a sensibilidade obtida que vem promover a uniformização de pressupostos que se adotam nas modelações permitindo, também, criar uma base considerável de resultados que posteriormente podem servir como elementos de validação.

Resumindo, sugere-se que se verifique e valide a metodologia com outros casos de estudo e se faça o confronto com resultados de outros autores. A comparação com outras metodologias também é recomendada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Appleton, J. (2003). *Reabilitação de Edifícios Antigos*. Edições Orion, Amadora.
- Appleton, J. (2005). *Reabilitação de Edifícios Gaioleiros*. Edições Orion, Amadora.
- Appleton, J., Domingos, I. (2009). *Biografia de um Pombalino – Um caso de reabilitação na Baixa de Lisboa*. Edições Orion, Amadora
- ATC-13 (1985). *Earthquake damage evaluation data for California*. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- ATC-21 (1988). *Evaluating the seismic resistance of existing buildings*. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- ATC-40 (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Technical Report, ATC-40. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- AUTODESK. *Robot Structural Analysis Professional 2017* – Structural Analysis Program
- Bento, R. (2017). *Redução da vulnerabilidade sísmica das construções – Avaliação e Reforço de Edifícios*. Ciclo de Conferências, A Tecnologia na Construção. Lisboa.
- Calvi, G. (1999). *A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings*. Journal of Earthquake Engineering
- Cardoso, R. (2002). *Vulnerabilidade sísmica de estruturas antigas de alvenaria – Aplicação a um edifício pombalino*. Dissertação de Mestrado. IST, UTL Lisboa.
- CEN (2004) - *Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos*. Parte 1 - NP1998: *Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*.
- CEN (2005) - *Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos*. Parte 3 – NP1998: *Avaliação e reforço de edifícios*.
- Chopra, A. (2013). *Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering (Fourth Edition)*. Pearson Education, London
- COMPUTER AND STRUCTURES, Inc (2016). *CSI Analysis Reference Manual*
- COMPUTER AND STRUCTURES, Inc. SAP 2000 Ultimate 19 – Structural Analysis Program
- Corsegano, A., Petrini, V. (1990). *Seismic vulnerability of buildings*.
- Diário da República (1983) – *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*.
- Ferreira, M. (2014). *Análise Pushover com Elementos Shell em Paredes Estruturais*. Dissertação de Mestrado, FCT Lisboa.

- Giovinazzi, S. (2005). *The vulnerability assessment and damage scenario in risk analysis*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Florença.
- Giovinazzi, S., Lagomarsino, S. (2004). *A Macroseismic Model for the Vulnerability Assessment of Buildings*. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada.
- GNDT-SSN (1994). *Scheda di esposizione e vulnerabilità e di nivelamento danni di primo livello e secondo livello (muratura e cemento armato)*. Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma.
- Grunthal, G. (1998). *European Macroseismic Scale*. Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg.
- Hazus (1999). *Earthquake Loss Estimation Methodology – Technical and User Manuals*. Federal Management Agency, Washington D. C.
- Mascarenhas, J. (2005). *Sistemas de Construção – V*. Livros Horizonte, Lisboa.
- Meireles, H., Bento, R., Cattari, S., Lagomarsino, S. (2012). *A hysteretic model for “frontal” walls in Pombalino buildings*. Bull Earthquake Eng, Springer Science+Business Media-
- Moura, R., Campos Costa, A., Lourenço, P.B. (2016). *Modelação Física e numérica de nêmbos de edifícios em alvenaria de pedra irregular – Projeto EPICIDADE*. 2º Encontro nacional sobre a qualidade e inovação na construção. 21 a 23 de Novembro, LNEC, Lisboa.
- Norme Technique per la Costruzioni (2008) – NTC08
- Norme Technique per la Costruzioni (2017) – NTC17 – *Linee Guidea per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni (Allegato A)*.
- Pereira, J., Lourenço, P.B. (2015). *Estudo numérico e analítico de paredes de alvenaria de pedra irregular*, Relatório 2015, Universidade do Minho, Guimarães, pp. 68
- Pinho, F., Baião, M., Lúcio, V., Faria, P. (2008). *Experimental Research on Rubble Stone Masonry Walls*. Historical Mortars Conference.
- Pires, N. (2011). *Modelação de Paredes de Edifícios Pombalinos*. Dissertação de Mestrado, UNL/FCT
- Pombo, P. (2014). *Modelos para a avaliação de vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de Alvenaria. Aplicação de um modelo a um edifício de “placa”*. Dissertação de Mestrado, IST Lisboa.
- Ramos, J. (2002). *Análise Experimental e Numérica de Estruturas Históricas de Alvenaria*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho.
- Peças desenhadas do Arquivo Municipal da Câmara de Lisboa.
- Relatório de Inspeção e Diagnóstico, BuildGest – Inspeção e Diagnóstico de Edifícios.
- Sandi, H., Dolce, M., Coburn, A.W., Goschy, B. (1990). *EEAE Working Group on Vulnerability and Risk Analysis*. Proceedings of the 9th ECEE, Moscow.

- Shibata, A., Sozen, M.A. (1976). *Substitute-structure method for seismic design in R/C*. Journal of the Structural Division, ASCE.
- Speranza, E. (2003). *An integrated method for the assessment of the seismic vulnerability of historic buildings*. Tese de Doutoramento, Universidade de Bath.
- Teixeira, M.J. (2010). *Reabilitação de edifícios pombalinos – Análise experimental de paredes de frontal*. Dissertação de Mestrado, IST Lisboa.
- Vicente et al. (2014). *Seismic Risk at the Urban Scale: Assessment, Mapping and Planning*. 4th International Conference on Building Resilience, Building Resilience 2014, 8-10 September 2014, Salford Quays, United Kingdom.
- Vicente, R. (2008). *Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana. Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Aveiro.
- Vicente, R. et al., 2011. *Seismic vulnerability and risk assessment: case study of the historic city centre of Coimbra, Portugal*. Bulletin of Earthquake Engineering

OUTRAS REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Destroços Amatrice

<http://www.italiachecambia.org/2016/10/amatrice-2-0-resilienza-collaborazione-rinascita-terremoto/>

[Visitado a 20 de Novembro de 2017]

Destroços L'Áquila

<https://www.theguardian.com/world/2012/oct/27/laquila-earthquake-battle-science-politics>

[Visitado a 20 de Novembro de 2017]

Destroços Chiapas

<http://navarra.orain.eus/al-menos-siete-muertos-fuerte-terremoto-ha-sacudido-mexico/>

[Visitado a 21 de Novembro de 2017]

Destruções Puebla-Morelos

<http://pulsoslp.com.mx/2017/09/19/el-sismo-de-1985-entre-los-de-mayor-magnitud-registrados-en-latinoamerica/>

[Visitado a 21 de Novembro de 2017]

Falhas Tectónicas

<http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html>

[Visitado a 21 de Novembro de 2017]

Ilustração Sismo 1755

<https://about-history.com/the-1755-lisbon-earthquake-and-how-it-almost-totally-destroyed-lisbon/>

[Visitado a 22 de Novembro de 2017]

ANEXOS

Anexo A. PLANTAS ESTRUTURAIS - ESTADO ATUAL

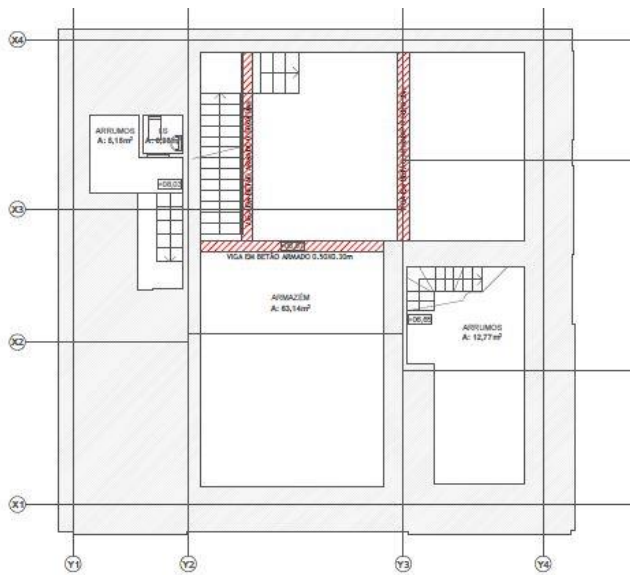


Figura A. 1 – Planta Estrutural Cave

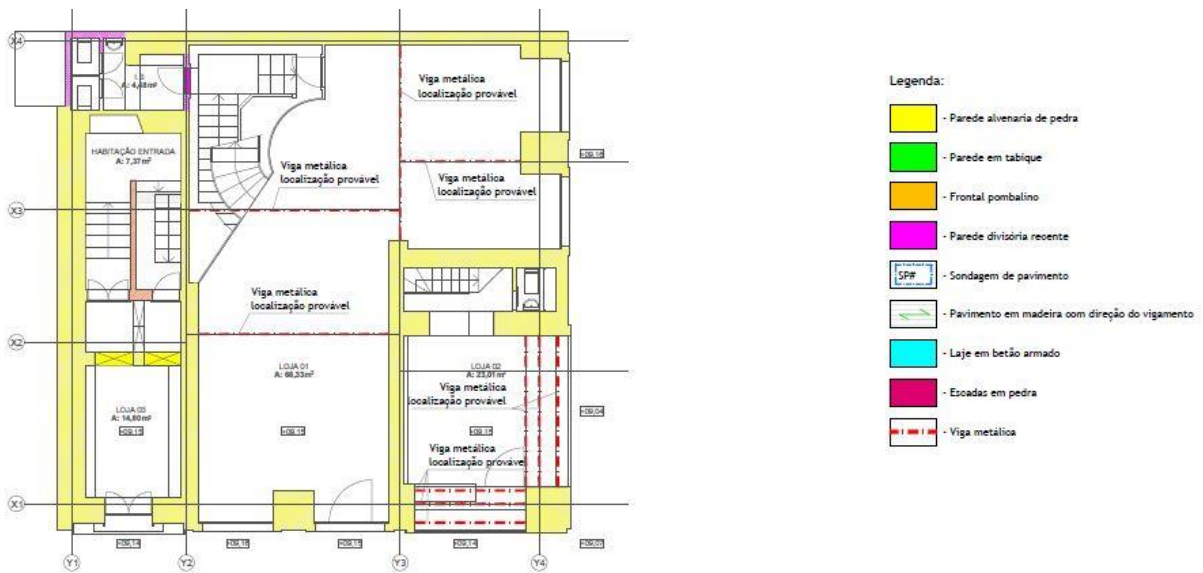


Figura A. 2 – Planta Estrutural Piso Térreo

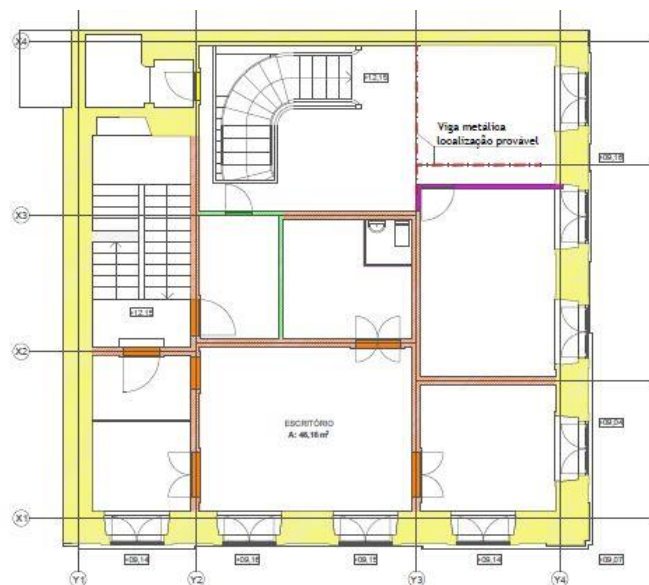


Figura A. 3 - Planta Estrutural Piso 1



Figura A. 4 – Planta Estrutural Piso 2



Figura A. 5 – Planta Estrutural Piso 3



Figura A. 6 - Planta Estrutural Piso 4



Figura A. 7 - Planta Estrutural Piso 5 com Telhado Simplificado

Anexo B. PLANTAS ESTRUTURAIS - INTERVENÇÃO

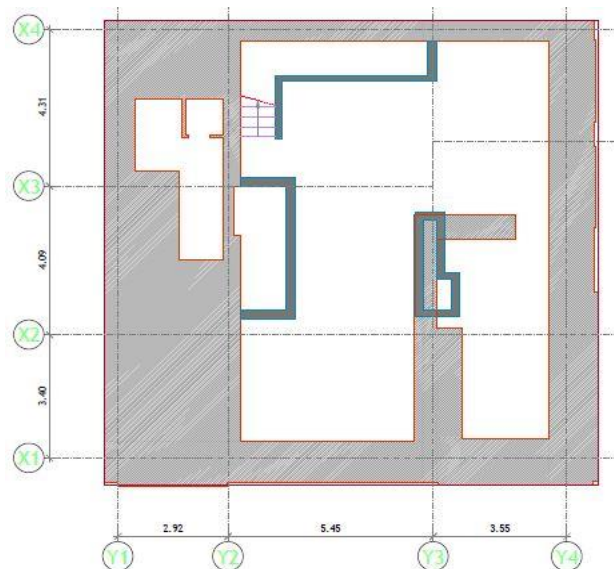


Figura B. 1 - Planta Estrutural Cave



Figura B. 2 – Planta Estrutural Piso Térreo

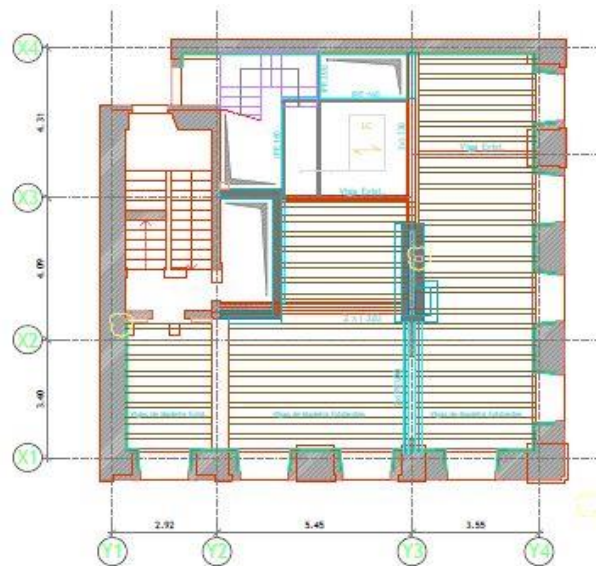


Figura B. 3 – Planta Estrutural Piso 1

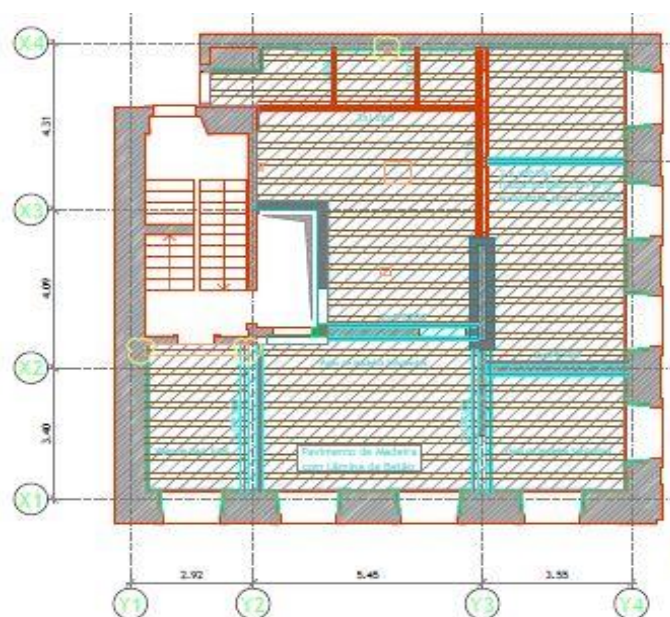


Figura B. 4 – Planta Estrutural Piso 2

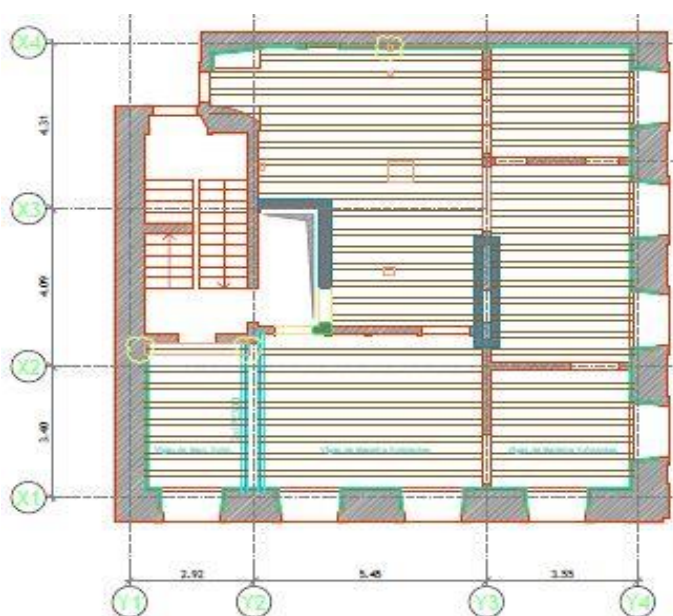


Figura B. 5 – Planta Estrutural Piso 3

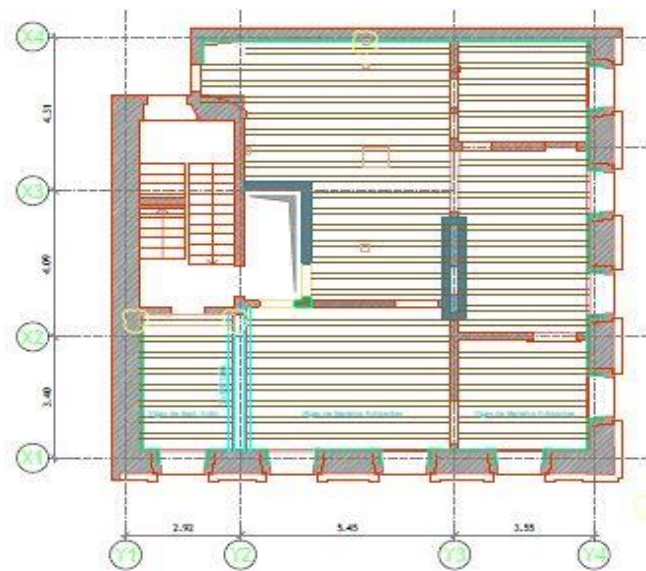


Figura B. 6 – Planta Estrutural Piso 4

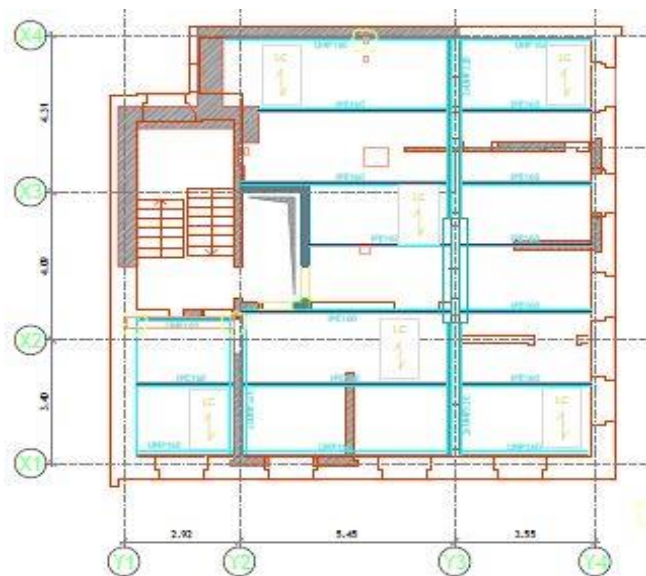


Figura B. 7 - Planta Estrutural Cobertura

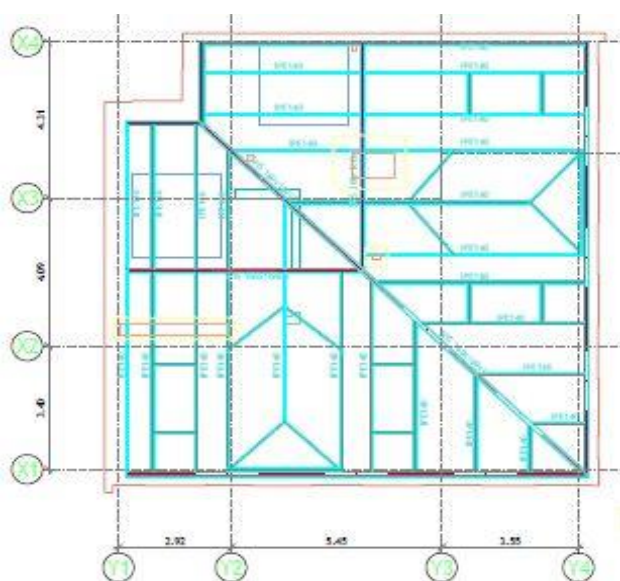


Figura B. 8 – Planta Estrutural Pormenor de Reforço da Cobertura